



TITLE:

基礎と地盤の動的相互作用を考慮  
した変電機器の耐震設計に関する  
研究( Dissertation\_全文 )

AUTHOR(S):

塩見, 哲

---

CITATION:

塩見, 哲. 基礎と地盤の動的相互作用を考慮した変電機器の耐震設計に  
関する研究. 京都大学, 1983, 工学博士

ISSUE DATE:

1983-07-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r5046>

RIGHT:

基礎と地盤の動的相互作用を考慮した  
変電機器の耐震設計に関する研究

昭和 57 年 8 月

塩 見 哲



# 目 次

## 要 旨

第1章 緒 論 .....	1
1.1 変電設備の地震被害 .....	1
1.1.1 地震被害例 .....	1
1.1.2 被害原因と耐震上の問題点 .....	14
1.2 変電設備に対する耐震設計の歴史 .....	15
参考文献 .....	16
第2章 変電所地盤・基礎および変電機器の特徴 .....	19
2.1 変電所地盤 .....	19
2.2 基礎と変電機器 .....	21
2.3 結 語 .....	25
参考文献 .....	25
第3章 設計地震動 .....	27
3.1 変電所における地震観測 .....	27
3.1.1 設置概況 .....	27
3.1.2 地震観測結果 .....	30
3.1.3 まとめ .....	48
3.2 設計用地震動 .....	49
3.2.1 設計用地震波形 .....	49
3.2.2 設計用地震加速度 .....	54
3.2.3 まとめ .....	61
3.3 結 語 .....	62
参考文献 .....	63
第4章 基礎・地盤系モデル .....	65
4.1 従来の研究 .....	65
4.2 起振実験による検討法 .....	68
4.2.1 地盤ばね係数と減衰係数の算出法 .....	68
4.2.2 起振機の具備すべき条件 .....	74
4.2.3 起振実験時の地盤の乱れ .....	85
4.2.4 基礎形状が実験結果に与える影響 .....	88
4.2.5 地層構造が応答特性に与える影響 .....	88
4.3 直接基礎 .....	95

4.3.1	実験条件および実験方法	95
4.3.2	実験結果および考察	104
4.3.3	地盤モデル定数の検討	126
4.4	杭基礎	139
4.4.1	実験条件および実験条件	139
4.4.2	実験結果および考察	141
4.5	結 語	145
	参考文献	147
<b>第5章</b>	<b>変電機器の耐震設計法</b>	<b>149</b>
5.1	解析方法	149
5.1.1	地盤モデル	149
5.1.2	基礎と機器のモデル	153
5.1.3	解析モデル	154
5.2	がいし型機器の耐震設計法	157
5.2.1	解析条件	157
5.2.2	応答特性	164
5.2.3	がいし型機器の耐震設計法	175
5.3	変圧器ブッシングの耐震設計法	184
5.3.1	解析条件	184
5.3.2	応答特性	186
5.3.3	変圧器の地震挙動観測	194
5.3.4	変圧器ブッシングの耐震設計法	201
5.4	結 語	201
	参考文献	202
<b>第6章</b>	<b>結 論</b>	<b>205</b>
	謝 辞	207
	主要記号一覧表	208



# 要 旨

変電所は電力系統の要として重要な役割を担う施設であるため、地震国である我国においては、変電所に設置される電力機器、すなわち、変電機器の耐震設計法を確立しておく必要がある。

変電機器の場合、工場生産される流通商品であり生産段階でその耐震強度を決定しておく必要があること、経済性の面から考えて全国一律に同じ耐震強度の採用が好ましいこと、構造上の主要部分が脆性材料であるがいしで構成されているためその耐震強度は最大応答値で決定されること、変電所は全国に散在し種々な地盤に建設されること、所定地点に襲来する地震動については鋭意研究されているがその決定は容易ではないこと等の条件を考慮した耐震設計でなければならない。本論文は、過去の地震被害例および被害原因調査、変電所地盤・基礎・機器特性の検討、変電所での地震観測、基礎と地盤の動的相互作用を検討するための起振実験および機器・基礎・地盤系の連成振動解析等を実施することにより、上記諸条件を勘案した「変電機器の耐震設計法」を提案したものであり、得られた主な成果をまとめると次のようになる。

- ① 変電所地表面における設計地震動として  $0.3\text{ g}$  ( $\text{g}$ : 重力加速度) の振幅で機器の固有振動数を振動数とする正弦波が2波ないし3波連続する「 $0.3\text{ g}$  共振正弦2～3波入力」が妥当であることを示した。
- ② 機器の固有振動数  $f_1$  と基礎・地盤系固有振動数  $f_0$  の比  $f_1/f_0$  を使用することにより、基礎・地盤系の存在による機器の地震増幅率が容易に算定できることを示し、 $f_1/f_0$  比を使用することにより基礎と地盤の相互作用を考慮した変電機器の耐震設計法を提案した。
- ③ S波速度  $150\text{ m/s}$  以上の地盤に設置されるがいし型機器の場合には、「 $0.3\text{ g}$  共振正弦3波入力」で設計すればよいこと、超々高圧変圧器ブッシングの場合には、同様の地盤条件に対して、「 $0.6\text{ g}$  共振正弦3波入力」程度で設計すればよいこと等が判明した。

なお、上記検討過程において、下記項目についても成果をとりまとめた。

- ① 基礎と地盤の動的相互作用を検討するための起振実験法
- ② 半無限弾性体理論の起振実験による検証
- ③ 地盤ばね係数の寸法効果
- ④ 杭本数の少ない杭基礎のモデル化法

# Earthquake Resistant Design of Electric Substation Equipments Considering Dynamic Soil-Foundation Interaction

by Satoshi Shiomi

## Synopsis

Substations play an important role as a pivot in the electric power supply system, and an earthquake resistant design method for substation equipments should be established for a country like Japan in which earthquakes occur frequently.

In the earthquake resistant design of substation equipment, the following factors must be taken into consideration.

- (1) Substation equipments are manufactures produced in factories. Therefore, the aseismic strength has to be decided while the equipment is being produced.
- (2) From the standpoint of economy, uniform aseismic strength should be adopted throughout Japan.
- (3) Because the main parts of equipment are made of such brittle materials as porcelain insulator, the aseismic strength is decided by the maximum response values produced during the earthquake.
- (4) Substations are constructed throughout Japan and on a variety of soil conditions.
- (5) Though extensive studies have been made regarding the earthquake motion that attack to a specific place, its determination is not easy.

This thesis proposes a "earthquake resistant design method for substation equipment" after investigating examples of damage by earthquakes in the past and their causes, prospecting condition of soils, foundations, and equipment characteristics at substations, carrying out the in-situ vibration tests at substations to study dynamic interaction problem between soil and foundation, and analyzing the coupled motion of the equipment-foundation-soil system under earthquake.

The main results obtained can be summarized as follows.

- (1) Input of "two or three cycles resonant sinusoidal wave with 0.3g", which is two or three cycles of sinusoidal wave that have a natural frequency of equipment with an amplitude of 0.3g ( $g$ =acceleration of gravity), is considered appropriate as design earthquake motion on substation ground surfaces.
- (2) An equipment earthquake amplification factor caused by the existence of the foundation and soil system can be easily calculated by using the ratio  $f_1/f_0$  between the natural frequency of equipment  $f_1$  and the natural frequency of foundation and soil system  $f_0$ . It is pointed out that seismic design of substation equipment considering the interaction between foundation and soil can be made easily by using the ratio  $f_1/f_0$ .
- (3) It has been made known that porcelain-clad equipments installed on soil whose S-wave velocity is greater than 150m/s may be designed by the method of "three cycles resonant sinusoidal wave input with 0.3g" and that bushings for ultra superhigh voltage transformers may be designed by the method of "three resonant sinusoidal wave input with 0.6g", or about it for the same soil conditions.

Moreover, the following results were obtained during the foregoing study process.

- (1) Establishment of a in-situ vibration test method by a mechanical exciter for the soil-foundation interaction.
- (2) Verification of the half-space theory by the in-situ vibration test.
- (3) Scale effects of the interaction spring constants.
- (4) Simulation method of soil-foundation interaction for the foundation with several numbers of piles.

# 第 1 章 緒 論



# 第1章 緒 論

変電設備の地震被害が社会的にも注目されだしたのは、電気が我々の生活になくてはならないものとして位置付けられるようになった昭和 30 年代後半以降ではないかと考えられる。「電力施設」と一般に呼ぶ場合、原子力・火力・水力等の「発電施設」、発電された電気を消費地に送る「送電施設」、送電されてきた電気の電圧や送電量・送電系統を調整する「変電施設」および家庭・工場等に電気を配る「配電施設」を意味するが、その中でも「変電施設」は送・配電の要として重要な役割を担っている。特に、変電施設の中でも 170 kV 超過の主回路設備の変電所が地震等で被害を受けると電力の供給に重大な支障をきたすばかりでなく、例えば、変電機能が麻痺したために健全な状態で機能している発電所すら系統上停止せざるを得ない事態も発生しかねない。すなわち、このような場合には基幹変電所の被害は、間接的に発電所の耐震設計の意味をなくしていることにもなる。さらに送電という立場から考えると、ある発電所が被害を受け発電不能になったとしても、全国に散在する発電所が同じ地震で同時に被害を受けることは絶対に有り得ないため、基幹変電所さえ被害を受けなければ、電力系統の切換により容易に電力を送電できることになり重大な社会問題に発展することはない。

変電所は、その機能上非常に地味な役割を担う部署であるけれども、上記のように電力供給の要としての社会的責務の大きな、重要な施設であり、その観点から耐震設計法の確立が要求されていた。

本論文は、変電機器の耐震設計の考え方、特に、基礎と地盤の存在が変電機器応答に与える影響に主眼を置いた耐震設計の考え方について提案を行なったもので、本論文を構成する各章は次のような内容からなっている。

第 1 章：変電機器の地震被害例を 1948 年に発生した福井地震以降の地震について調査し、変電機器の耐震設計手法を確立していくうえで必要な問題点の指摘を行なった。また、内外での変電機器の耐震設計法の現状を紹介した。

第 2 章：変電所地盤、基礎および機器の特徴をアンケート調査等をもとに検討し、耐震設計上考慮しなければならない条件について検討した。

第 3 章：変電所地盤条件および全国に散在する変電所分布等から考えて変電所地表面で設計地震動を定めるのが適切であると判断されるため、そのような観点から設計地震動を①変電所での地震観測、②変電所基盤における加速度期待値分布、③表層地盤における地震動増幅率等から検討した。

第 4 章：変電機器は基礎を介して地盤に設置されているため、基礎と地盤の存在が機器応答に与える影響について検討する必要がある。本章では、基礎を支える地盤を「ばね」と「ダッシュポット」でモデル化した場合のモデル諸定数について、9 地点での起振実験結果を用いて検討した。また、起振実験から地盤のモデル諸定数を求める場合に必要となる①実験結果の解析方法、②起振機の具備すべき条件、③起振実験時の注意事項等についても検討した。検討対象とした基礎型式は、変電機器基礎として一般に使用される直接基礎と杭基礎である。なお、本章の成果は、地盤と構造物の動的相互作用を実証しようとしている原子力発電所等の構造物に対しても利用できるものである。

第 5 章：基礎を支える地盤をばねとダッシュポットで置換する機器・基礎・地盤系モデルにより、基礎と地盤の存在が機器応答に与える影響について検討し、変電機器の耐震設計法として、 $f_1/f_0$  比（ $f_1$ ：変電機器の固有振動数、 $f_0$ ：基礎・地盤系の固有振動数）を採用した設計法を提案した。

最後に、第 6 章で本論文で得られた主要な研究成果をまとめ結論とした。

## 1.1 変電設備の地震被害

### 1.1.1. 地震被害例

(1) 福井地震（1948 年 6 月 28 日、マグニチュード 7.3）

表 1.1.1 に被害状況が示されている。この当時の変電機器は対象電圧階級も低く、従って碍管長の短かい小型の機器

であったため、電氣的機能に主眼を置いて設計すれば、結果的に耐震強度を十分保有した機器となっていた。したがって、変電機器の被害原因は、同表中に指摘されているように、機器が基礎に固定されていない等の施工不良が主で、機器の強度不足が原因のものはない。この種の初歩的な被害が発生したのは今日程電力供給に対する社会的要求も厳しくなく、耐震設計に対して十分に配慮されていなかった結果であろう。

表 1.1.1 福井地震の概要と変電設備の被害状況<sup>9)</sup>

(地震の概要)

発生日時 昭和23年6月28日 16時13分 震源深さ 40km  
震 央 北緯36.1° 東経136.2° 地震規模 M7.3 最大震度 VI

設 備 被 害 の 状 況

被害設備名	被害状況	備 考
変 圧 器	傾斜8台, 転倒32台, 移動7台	ほとんどが振れ止めボルトがないものや施行不完全なため発生している。また、一部基礎の不同沈下があった。
油入しゃ断器	" 5台, " 6台,	
電 圧 調 整 器	" 2台, " 4台,	
避 雷 器	" 7台, 移動1台, 破壊12台	
配 電 盤	傾斜3面 " 27面	
蓄 電 池	全壊4ヶ所, 半壊2ヶ所	
調 相 機	破壊1	

(2) 新潟地震(1964年6月16日, マグニチュード7.5)

表 1.1.2 に被害状況が示されている。超高压送電時代に入り、耐塩対策のためもある変電機器が大型化に向う時期にもあたっていた。変電設備に対する耐震設計法として静的震度法が採用されていたが、大型化したためにしゃ断器等の機器が柔構造物になった事に対する配慮が欠如し、被害に結び付いた点が指摘できる。また、この地震では液状化現象による被害は有名であるが、変電設備でも液状化が原因と考えられる被害が認められた。

表 1.1.2 新潟地震の概要と変電設備の被害状況<sup>9)</sup>

(地震の概要)

発生日時 昭和39年6月16日 13時01分 震源深さ 40km  
震 央 北緯38.4° 東経139.2° 地震規模 M7.5 最大震度VI

設 備 被 害 の 状 況

被害設備名	震度	震央までの距離(km)	地 形 地質の状況	据付状況	被害状況	機器耐震設計(仕様)
空気しゃ断器 168kV 2台 84kV 2台	V	95~110	山地・砂利 平野・粘土	CT共用 鉄構架台	支持がい管折損又は亀裂 8本	168kV ABB 静的0.5g sf>2.88
		110	山地 砂利	コンクリート 架 台	支持がい管折損 2本	84kV ABB 静的0.5g sf>1
油入しゃ断器 34.5kV 1台	IV	180	平野 埋 立	鉄構架台 各相別槽	タンク底部亀裂, 噴油 1相分	静的0.5g sf>1
主要変圧器 154kV 33MVA 1台 66kV 10MVA 2台 66kV 8MVA 4台 66kV 6MVA 1台	V	34~53	平野 デルタ地帯 砂 地	くい打 ベタ基礎	ブッシング折損 5本 傾 斜 7台 バーステングプレート破損 1台 接続配管破損 1台	静的0.5g sf>1
線路開閉器 154kV 1台	V	110	山地 砂利	各脚独立 鉄構架台	ABB折損時リード線に引張られて支持がいし破損 4本	
断 路 器 80.5kV 2台	IV	150	山地 砂利	鉄構ビーム 下 面	自然開放によるアーク損傷	
避 雷 器 98kV 2本	IV	150	山地 砂利	鉄構架台	がい管破損	
蓄 電 池 52個	V	85	平野 デルタ地帯 砂 地	普通型 木枠架台	電槽がリード線で結ばれたまま一連転落破損	
接地用変圧器 33kV 3台	V	48	平野 デルタ地帯 砂 地	くい打 ベタ基礎	地盤沈下し傾斜 ブッシング破損 2本	

(3) 静岡地震（1965年4月20日，マグニチュード6.1）

表1.1.3に被害状況が示されている。前述した福井地震や新潟地震は地震規模も非常に大きく他設備にも多大の被害を与えている。しかし，静岡地震は最大震度Ⅳ程度の小さな地震にもかかわらず，この程度の地震に対して水平震度0.5，安全率2.4～2.6で設計されていた168kV級空気しゃ断器が被害を受けたため，次述の松代群発地震による被害経験と共に耐震設計手法の見直しの必要性を印象付けることになる。

表1.1.3 静岡地震の概要と変電設備の被害状況<sup>9)</sup>

（地震の概要）

発生日時 昭和40年4月20日 8時41分 震源深さ 20km  
震 央 北緯34.9° 東経138.3° 地震規模 M6.1 最大震度 Ⅳ

設 備 被 害 の 状 況

被害設備名	震度	震央までの距離	地 形 地質の状況	据付状況	被害状況	機器耐震設計 (仕様)
空気しゃ断(168kV) 4台	Ⅳ	25km	平 野 シルト質	三相共通 架台(鉄構)	通気がい管折損又は亀裂 15本 しゃ断部落下 1組	静的0.5g
線路開閉器(161kV) 1台	Ⅳ	25km	平 野 シルト質	各脚独立	支持がいし上側下部ベースセメン チング亀裂 2本	
SC用直列リアクトル (77kV用) 1台	Ⅳ	55km	平 野 砂 地 ただし表土 はシルト質	絶縁架台 方 式	口出線端子締付部で折損地絡	
避雷器(196kV) 1本	Ⅲ	69km	山 地 砂 地	各相独立 コンクリート	1相の下部がい管付根及び中段が い管の2箇所折損，上部は宙づ り，下部は転倒	

(4) 松代群発地震（1965年8月3日～1969年末，最大マグニチュード6.3）

表1.1.4に被害状況が示されている。静岡地震と同様，水平震度0.5で設計されていた168kV級空気しゃ断器が被害を受けたため，耐震設計手法の見直しの契機となった地震である。

表1.1.4 松代群発地震の概要と変電設備の被害状況<sup>9)</sup>

（地震の概要）

発生日時 昭和40年8月3日～44年末  
地震規模 M6.3 最大震度 V(9回)

設 備 被 害 の 状 況

被害設備名	震度	震央までの距離	地盤地質の 状 況	据付状況	被害状況
空気しゃ断器(168kV) 2台	V	11km	平 野 シルト質	三相共通 架台(鉄構)	送気がい管下部損傷(折損1本)
断路器(6.9kV) 2台	V	10km	平 野 砂 地	鉄構枠組 に 取 付	リード線の接触により支持がいし破損

(5) 1968年十勝沖地震（1968年5月16日，マグニチュード7.9）

表1.1.5に被害状況が示されている。震源から200kmも離れた地点でがいし型機器が被害を受けている。



表1.1.5 1968年十勝沖地震の概要と変電設備の被害状況<sup>9)</sup>

(地震の概要)

発生日時 昭和43年5月16日 9時49分 震源深さ 40 km  
震 央 北緯40.7° 東経143.6° 地震規模 M7.9 最大震度 V

東北電力管内設備の被害

被害設備名	震度	震央までの距離(km)	地形・地質の状況	据付状況	被害状況	機器耐震設計(仕様)
がいし形しゃ断器 80.5 kV 1台	V	198	平野 シルト質	ベタ基礎	下部がい管フランジ部より折損 1本	静的0.5g sf>1
主要変圧器 66 kV 10MVA 1台	V	198	平野 シルト質	ベタ基礎	○バースチングプレート破損・ 噴油 ○アンカーボルト 1本	-
避雷器 66 kV 1組	V	198	平野 シルト質	コンクリート架台 ベタ基礎	がい管折損転落 2本	静的0.5g sf>1
蓄電池 108個	V ~ VI	187 ~ 215	平野 シルト質 砂地	普通型架台	○電槽破損 9個 ○極板、接続バー変形 99個	
水銀整流器 200 V 15 A 1台	V	250	平野 土砂	スプリング吊	バルブ破損 1個	
断路器 66 kV 1組	V	198	平野 シルト質	鉄構杵組 取付	ターミナル折損 3個	

(6) 根室半島南東沖地震(1973年6月17日、マグニチュード7.4)

表1.1.6に被害状況が示されている。被害の発生した根室変電所の被害状況が図1.1.1に示されている。この図に示されているように、変電所は切盛土から構成されている。同型式のしゃ断器が切土、盛土およびその境界上に3基設置されていたが、盛土上および切盛境界上にあったしゃ断器はその架台の脚のねじれ・アンカーボルトの一部浮上り・補剛材の屈曲という被害を受けた。また、盛土部に設置されていた避雷器は3本とも折損した。いずれの被害も盛土部に設置された機器に集中した点が注目される。

表1.1.6 根室半島南東沖地震の概要と変電設備の被害状況<sup>2)</sup>

(地震の概要)

発生日時 昭和48年6月17日 12時55分 震源深さ 20 km  
震 央 北緯43° 東経146° 地震規模 M7.4 最大震度 V  
最大震度 V

(設備被害の状況)

避雷器 (66 kV)	3台	折損
しゃ断器	2台	架台被害

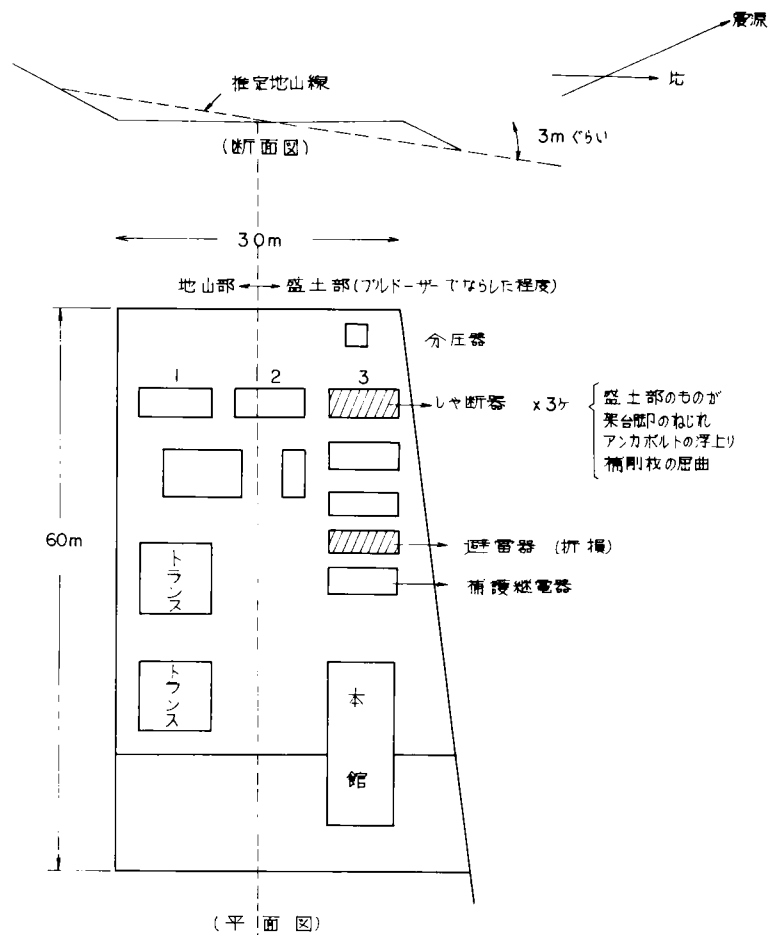


図 1.1.1 根室半島南東沖地震による根室変電所の被災状況

(7) 1974 年伊豆半島沖地震 (1974 年 5 月 9 日, マグニチュード 6.9)

表 1.1.7 に被害状況が示されている。本地震の規模は比較的小さいが、震源が南伊豆半島沖数 Km、深さ約 10 Km の典型的な「直下型地震」であったため、死傷者を伴う大惨事となった。

しかし、本地域には配電用の変電所 (2.7 kV 級と 6 kV 級) しかないことも幸いして軽微な被害で済んだ。なお、被害のあった下田変電所では、地震当時機に縫っているのが精一杯で、身の危険を感じたが戸外に出ることはできない程の震動であったと云う。

表 1.1.7 伊豆半島沖地震の概要と変電設備の被害状況<sup>9)</sup>

(地震の概要)

発生日時 昭和 49 年 5 月 9 日 8 時 33 分 震源深さ 10 km  
震 央 北緯 34.6° 東経 138.8° 地震規模 M6.9 最大震度 V

電気設備の被害及び被害機器の耐震設計

(発電設備)

被害設備名	設置箇所の震度	被害台数	被害状況	地盤	機器耐震設計 (仕様)
空気しゃ断器	震度 IV	1	支持がいし折損	埋立	0.5 g の水平荷重に耐えること
84 kV 避雷器	震度 IV	1	下部防護装置閉塞板脱落及び内部エレメント垂下		
蓄電池	震度 IV	1	蓄電池上部の配電盤支持山形鋼が落下し蓄電池破損		

(8) 大分県中部地震（1975年4月21日、マグニチュード6.4）

(7)と同様、典型的な直下型地震で九重レークサイドホテルの被害が有名である。当地方には震央から数kmのところに発電所に付随した変電所が3ヶ所あったが規模が小さく、小型の変電機器しか設置されていなかったことも幸いして被害は生じていない。

(9) 山梨県東部地震（1976年6月16日、マグニチュード5.5）

(7)、(8)と同様、典型的な直下型地震で、しかも、上記地震に比べマグニチュード5.5と規模の小さなものであった。震央から16km離れた超高压変電所で275kV空気しゃ断器10台、168kV空気しゃ断器2台の支持碍管に亀裂が発生し、また、変圧器ブッシング（275kV側）とフランジの間でずれを生じ、絶縁油が漏油した。当変電所地盤は基盤とみなせる固結シルト層（N=250以上）および厚さ約30mの火山噴出物（礫混り砂、ローム等、N=2～16）の堆積層とからなっている。地震記録や理論検討の結果によれば、地表面加速度は140～200gal程度と推定されている。超高压変電機器、特に、Top-heavyな構造形式の機器に対する耐震対策の必要性を指摘すると共に超高压・超々高压変電所の地震に対する脆さを暗示した地震であった。

(10) 伊豆大島近海地震（1978年1月14日、マグニチュード7.0）

(7)の震源位置より北東に移動した地震である。地震の襲った地域には小規模変電所しかなく大きな被害は発生しなかった。

表1.1.8に各変電所地盤等の特色が、表1.1.9に被害状況がそれぞれ示されている。これらの表から地震被害の特徴として次の点が指摘できる。なお、ここで認められた被害状況は、次に述べる1978年宮城県沖地震で再現されることになった点が注目される。

- ① 振動性状の異なったものを連結するリード線による被害：スタコンブッシングの折損（河津変電所）
- ② 基礎短辺方向ロッキング振動による被害（または、強度不足）：しゃ断器の傾斜・変圧器アンカーボルトの切断・引抜（河津変電所）、しゃ断器架台の損傷（白田川変電所）
- ③ 重量機器を支えるアンカーボルトの強度不足（または、設計入力 of の過少評価）：変圧器（河津変電所）、スタコン・変圧器・変流器（白田川変電所）
- ④ 耐震構造上に問題点があると思われる被害：しゃ断器（下田変電所）、避雷器・断路器・スタコン（白田川変電所）

表 1.1.8 伊豆大島近海地震の概要と被害変電所の基礎と地盤状況<sup>5), 9)</sup>

（地震の概要）

発生日時 昭和53年1月14日 12時24分 震源深さ 0km  
震 央 北緯34.8° 東経139.3° 地震規模 M7.0 最大震度 V～VI

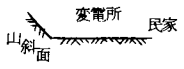


電気設備の被害及び被害機器の耐震設計

（発電設備）

被害設備名	設置箇所の震度	被害台数	被害状況	地盤	機器耐震設計（仕様）
電圧調整器	震度V～VI	1	内絡噴油	埋立	0.5gの水平荷重に耐えること
キュービクル（予備）	〃	1	断路部がい管破損	〃	〃
電力用コンデンサ	〃	2	ブッシング折損	〃	〃
電力用放電コイル	〃	2	ブッシング折損	〃	〃



(各変電所地盤および基礎形式)

変電所名	地 盤	基 礎 形 式	注
下田変電所	<ul style="list-style-type: none"> <li>昭和9年運開したもので、大正年間まで稲田であった所を盛土した。</li> <li>在来地盤は赤ばい色のローム質土であり地下水面は地表面下1mと浅い。</li> <li>L Sの位置は地表面下1m程度は碎石・礫などからなっている。締め固めはなされていない(昭和51年着工)。</li> <li>変圧器(2号バンク)は2m程度表層を地盤改良(表土をはぎ盛土転圧)した。(昭和48年着工)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>記録がなく古い基礎については資料がない。</li> <li>L S基礎は杭基礎4本、鋼管2本組、S51年</li> <li>変圧器基礎は直接基礎(S48年)</li> </ul>	軟質地盤 
河津変電所	<ul style="list-style-type: none"> <li>水田が周囲にあることから判断して、下田変電所の場合と同様ローム質土上に1m程度の盛土造成したと思われる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>杭基礎とのことである。</li> </ul>	軟質地盤 
白田川変電所	<ul style="list-style-type: none"> <li>背面山斜面, 前面白田川という地形から考えて岩盤上に位置するものと考えられる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>基礎形式については不明(直接基礎ではないか)。</li> </ul>	硬地盤 

(変電所周辺の被害)

変電所名	変 電 所 近 傍 の 被 害
下 田	配電盤室などは被害なし。社宅も家具等の転倒はなかったがその上に載っていたものは倒れたり、落ちたりした。屋根瓦、ガラスの被害はなし。
河 津	社宅の屋根瓦が落下し、ガラスがわれた。配電室の配電盤がわずかに前傾している。
白 田 川	社宅の石垣の一部が崩壊した。白田川の対岸で大規模な崖崩れ(道路遮断のため1週間通行不可)があった。発電所内の地盤や家屋は被害なし、水車・発電機とも被害なし。

表 1.1.9 伊豆大島近海地震による被害状況

## 下 田 変 電 所

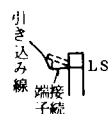
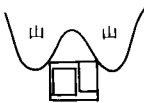
機 種	重 量 ( ton )	概 略 寸 法 ( cm )	被 害 状 況	原 因
圧縮空気操作装置基礎		平面寸法 50 cm × 50 cm 高 さ 70 cm 位	下田線2号L Sの操作装置基礎の不同沈下(昭和51年に設けられたため、伊豆半島沖地震は経験していない)	L S支持架台用基礎設置のため2m程掘削し、バラス・礫などで埋戻したが転圧不十分のため、この埋戻し部に設置された操作装置基礎が不同沈下した。
下田線1号L Sの接続端子			 下田1号のL Sへの引き込み線の接続端子が引き込み線に引っぱられ曲がった。	引き込み線を張りすぎ(?)
空気しゃ断器			送気碍管パッキン部より漏気、アンカーゆるむ。 騒音防止のため屋内に設置されている。しかも2相分が一体基礎となっており基礎は大きく、ロッキングは生じにくいであろう。	本機器のみが被害を受けたこと、地盤が軟質なこと、周辺の被害が少ないことを考えると、機器が共振したと考えられる。
注 (1) 昭和48年に2m程度の表土をはぎ、地盤改良した上に直接基礎で設置されたトランス(44.5 ton)は被害がなかった。 (2) L S(断路器)は杭基礎であり、被害は生じていない。 (3) 平面図 				
(4) 伊豆半島沖地震(1974年)では、変圧器が移動し、窓ガラス等が破損した。				

表 1. 1. 9. つゞき

## 河 津 変 電 所

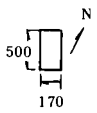

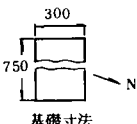

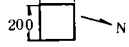

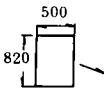
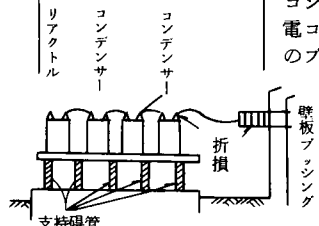

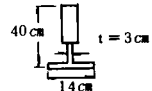

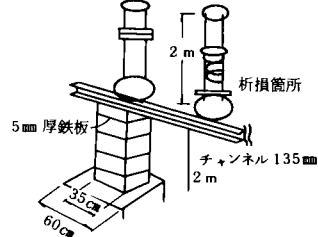


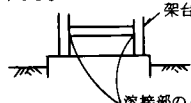
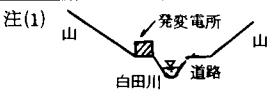
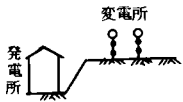
機 種	重 量 ( ton )	概 略 寸 法 ( cm )	被 害 状 況	原 因
しゃ断器①		基礎寸法 	しゃ断器本体が短軸（基礎）方向に傾むく。この基礎に添って設けられていた側溝は寸断されたとのことである。 基礎自体は不同沈下していない。 	短軸方向に激しくロッキング振動したため、本体 架台固定部で傾いた(?)。
負荷タップ切換変圧器②	変圧器重量 52.24	 基礎寸法	アンカーボルト 8 本で基礎に固定されていたが ( $\phi$ 35mm, 30 cm 埋込み ) 内 1 本折損し, 2 本曲る。移動方向は短辺 ( 基礎 ) 方向 ( 40mm ずれ ) 	
変圧器 ( 2 号バンク )③	変圧器重量 13.6	正方形基礎 	アンカーボルト 4 本 ( $\phi$ ? ) で基礎に固定されているが, 2 cm 程度移動。移動方向は②と同じである。 	正形状基礎であるから, 基礎形状からみた振動のしやすさには異質がないはずであるが, ②と同方向に移動したのは, その方向の入力が大きかったためと考えられる。
負荷時電圧調整器④	変圧器重量 13.95	( 基礎寸法不明 )  同一基礎	アンカーボルト 4 本 ( $\phi$ 1 inch ) で基礎に固定されていたが, アンカーボルトがゆるむ。ただし, 移動した形跡はなく, 激しくロッキング振動したようである。アンカーボルト 4 本は S 30 年製, 0.5 $\phi$ にはもつ箱接ぎ部分のコンクリート強度で検討。	
活線浄油器⑤		同一基礎	アンカーボルト 4 本 ( $\phi$ 10mm ) で基礎固定されていたが抜け, NE 方向に 3.5 cm, EW 方向に 2 cm ずれた。	
しゃ断器 ( 空気 )⑥	遮断器重量	基礎寸法 	騒音防止のため屋内に設けられている。送気碍管 3 本にクラックが入り漏気。 51 年 8 月 18 日河津地震 ( M 5.4 ) でも被害あり。	CB 自身の共振ないしは, 設計震度以上の入力があった。 (?)
電力 OF 式コンデンサー ( スタコン )			コンデンサーブッシング 2 本, 放電コイルブッシング 2 本, 計 4 本のブッシングが折損。  コンデンサー 1 本重量 2 ton であり, 碍管 10 本で支える全重量は 10 ton 程度にはなると考えられるが, 支持碍管は無被害であった。	剛なコンデンサーと柔な壁抜ブッシングや放電コイルを結ぶコードの張りは余裕がないため, 剛な構造物と柔な構造物間で生じる相対変位を吸収できなかった。

表 1.1.9 つゞき

## 白 田 川 変 電 所

機 種	重 量 ( ton )	概 略 寸 法 ( cm )	被 害 状 況	原 因
負荷時電圧調整器	13.0		上部バックイン部より噴油する。 河津地震（S51）では無被害。 	地震時に内蔵されていたコイルの短絡により、油が沸煮し噴出したことである。 漏油したボルト締め部分が、地震動によりゆるんだとは考えられずもともとの強度（密閉性）不足(?)
電力OFF式コンデンサー（スタコン）			<ul style="list-style-type: none"> <li>河津変電所と同型式であるが、支持碍子8本で支えられており河津変電所の場合より2本少ない。</li> <li>最下部支持碍子のひだが割れる。</li> <li>支持碍子の基礎締め付けボルトがゆるんだり曲ったりした。</li> <li>支持碍子下部のセメンティング欠損。</li> <li>河津変電所で認められたブッシング事故なし。</li> <li>アンカーボルト概略図 </li> </ul>	支持碍子強度以上にコンデンサー部分が激しく振動した。この原因として支持碍子の本数不足、本数増加による地震動の増幅率低下、強度増加、入力加速度が大きかったことが考えられる。（支持碍子10本採用の河津変電所では支持碍子部の被害なし。） ・ブッシング折損の被害がなかったのは、リード線の張り方が河津変電所より余裕をもたせてあったため(?)
避雷器		基礎寸法 	連結碍子（2本）の根元で折損  下田・河津変電所では避雷器の折損はなし。	<ul style="list-style-type: none"> <li>架台での地震動増幅、入力そのものが大きかったことが考えられる。</li> <li>河津、下田変電所では被害が生じていない。（本機器は構造が非常に単純であるため、その被害の程度がその変電所の被った加速度の程度を表わすものと考えられる。）</li> </ul>
変 圧 器		基礎寸法 	3基ともφinch のアンカーボルトが曲る。	アンカーボルト強度が不足。
変 流 器	本体重量 1.57		本体と架台の取り付けに使用されたφ5/8 in.のボルトがWS方向に10 mm程度移動。 	本体と架台間の取り付け強度不足
断 路 器			すべての断路器のしゃ断装置の投入が不完全になる。	①リード線で引張られた。 ②水平2点切りであるが、3本支柱のうち中柱は重いものを支え、しかも柔になっているため両端柱と中柱の振動特性の差が被害になって現われた。
しゃ断器			架台の短絡方向の溶接部にクラックが入る。  長辺方向の溶接部およびしゃ断器本体は無被害。	短辺方向に激しく揺れたため、架台が変形しその外力に溶接部が耐えられなかった。
注(1)  (2) 発電所は無被害。				



(1) 1978年宮城県沖地震(1978年6月12日, マグニチュード7.4)

表1.1.10に被害状況が示されている。この地震は日本経済が非常な成長を遂げた後に初めて大都市(仙台市)を襲った地震であり、その規模も大きかったため被害は広範囲に亘った。変電設備においても、今まで(1)~(10)に認められた被害が再現されると共に、特に、この地震を契機にして超高圧・超々高圧変電機器の耐震性の見直しが全面的に要求されることになった。被害の特徴として次の点が指摘された。

- ① 今まで耐震的に安全とされていた変圧器ブッシングの被害
- ② 静的設計しかなされていなかったがいし型機器の被害
- ③ 同一機種でも設置場所により被害の程度に差が生じたこと(地震動の局地特性)
- ④ 隣接機器の折損が原因による2次被害

表 1.1.10 1978年宮城県沖地震

(地震の概要)

発生日時 昭和53年6月12日 17時14分 震源深さ 30km  
震 央 北緯38.2° 東緯142.2° 地震規模 M7.4 最大震度 V

電気設備の被害及び被害機器の耐震設計

変電機器被害台数				
電気所名 電 圧	容 量	被 害 状 況		
275kV 仙台(変)	700MVA	275kV 主要変圧器(MTr)ブッシング	2台	
		154kV 変圧器内負荷時タップ切換器(LTC)	1台	
		275kV 空気しゝ断器(ABB)	3台	
		275kV ガスしゝ断器(GCB)	3台	
		275kV 変流器(CT)	10台	
		275kV 避雷器(LA)	6組	
		275kV コンデンサ型変成器(LPD)	3台	
		275kV 断路器(LS)	2台	
		154kV 空気しゝ断器(ABB)	3台	
		154kV 変流器(CT)	2台	
		154kV 避雷器(LA)	2組	
		66kV 空気しゝ断器(ABB)	3台	
		66kV 断路器接触不良	26台	
		中性点抵抗器(NGH)	1台	
		275kV 主要変圧器ブッシング(増設工事中)	1台	
275kV 宮城(変)	714MVA	275kV 断路器(LS)(増設工事中)	1台	
		275kV ガスしゝ断器(GCB)(増設工事中)	1台	
		275kV 変圧器放圧板	2台	
154kV以下 変電所一括 (16箇所) 〔宮城県内 及び福島 岩手県の 一部〕	MVA 1,737.5	154kV 主要変圧器二次中性点避雷器	1台	
		154kV 空気しゝ断器(ABB)	1台	
		設備電圧	154kV	66kV
		変 圧 器(Tr)	2台	6台
		電 気 しゝ 断 器(ABB)	12台	3台
		がいし形油しゝ断器(PCB)	—	2台
		がいし形油しゝ断器(VCB)	—	1台
		変 流 器(CT)	11組	1組
		避 雷 器(LA)	6組	—
		断 路 器(LS)	1台	2台
154kV 仙台火力 (発)	525MVA	電力用コンデンサ(SC)	—	1台
		154kV 空気しゝ断器(ABB)	4台	
		154kV 断路器(LS)	1台	
		154kV 避雷器(LA)	1台	
		154kV 主要変圧器中性点避雷器	2台	
		154kV 起動川変圧器中性点避雷器	2台	

機 器 の 耐 震 設 計				
分 類	仕 様	センタークランプ 締付力(トン)	設計の考え方	
Tr	275kV 800A	17.5	静 的	

分 類	仕 様	略 図	架 台 高 (mm)	設計の考え方
ABB	300kV 2,000A	100号 3段 	1,200	静 的 (sf=0.6)
	168kV 2,000A	70号 2段 	1,600	静 的 (sf=1.0)
GCB	300kV 2,000A	3段 	—	動 的 (sf=0.9)
LA	266kV 50μF	3段 	2,200	静 的 (sf=0.7)
	266kV 50μF	大径1段 + 小径3段 	2,500	静 的 (sf=1.2)
	262/ 266kV 50μF	3段 	2,500	静 的 (sf=0.7)
PD	275kV 200VA	3段 	2,000 3,000	静 的 (sf=1.3)
LS	300kV 2,000A	1150A + 1150B + 1150C 	2,500	静 的 (sf=0.9 計 算)

注: 設計の考え方欄の( )内sfは共振正弦3波0.3g突印(架台下端)の場合の安全率を示す。(実加振)

上記③の内容について以下に説明する。図1.1.2に仙台変電所の平面図が示されている。同図中には建設当時の等高線をもとに作成された切盛土境界線、盛土厚さ等厚線および変電機器据付け位置が示されている。検討対象として取り挙げた機器は空気しゝ断器(275kV, 略称ABB), がいし型ガスしゝ断器(275kV, 略称GCB), および超高圧変圧器ブッシング(275kV, 略称Tr)である。図1.1.3には、同変電所地盤調査のために実施した弾性波探査用測線、弾性波検層用ボーリング孔位置および常時微動測点位置が示されている。

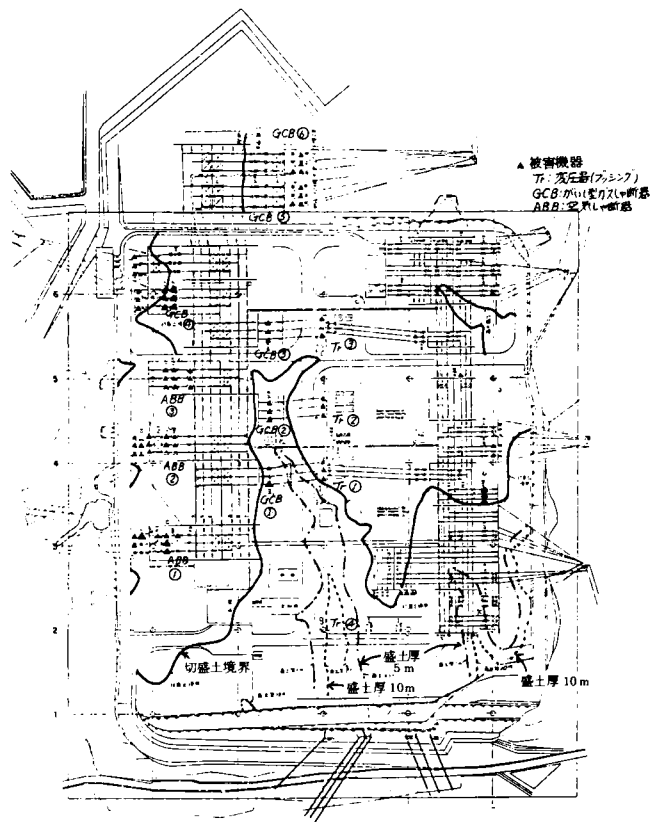


図 1.1.2 仙台変電所盛土コンターと被害状況図

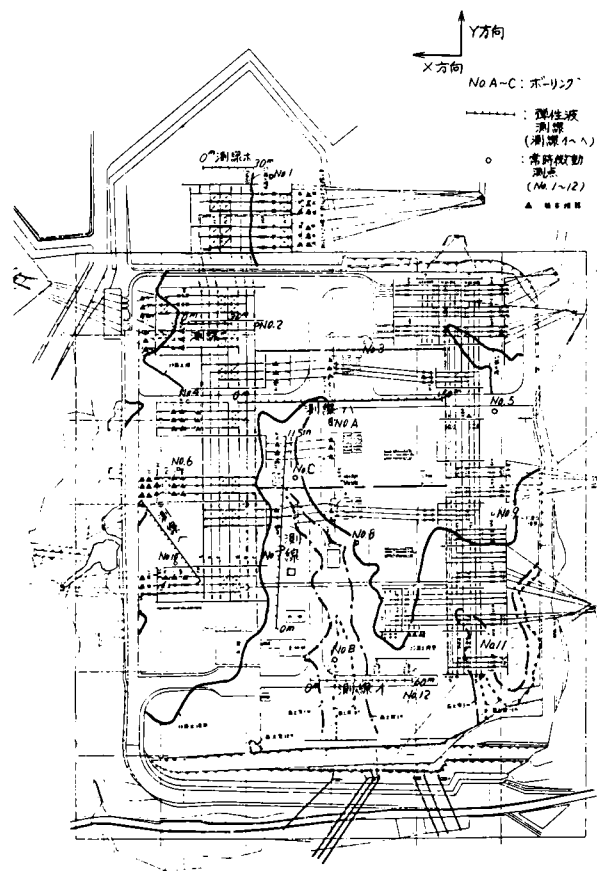


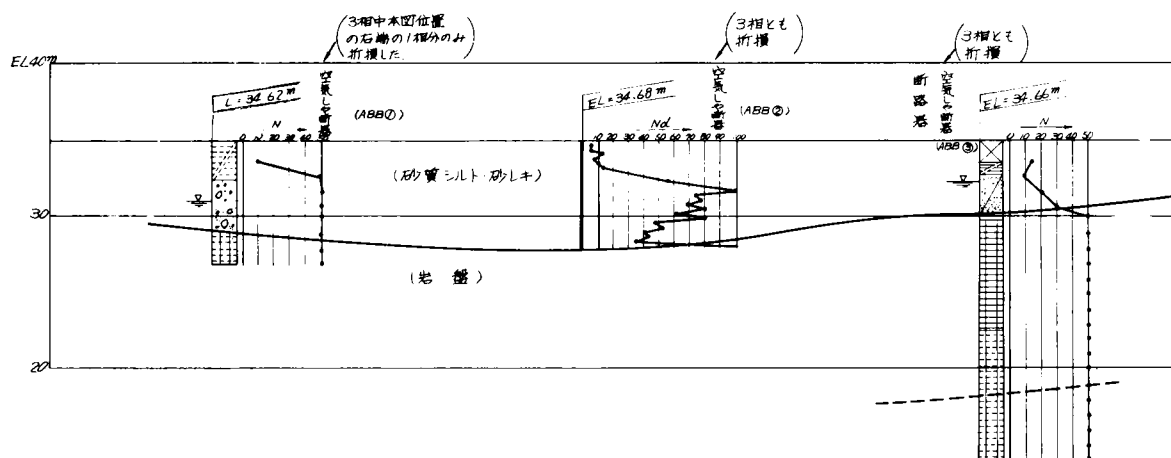
図 1.1.3 弾性波測線、常時微動測点およびボーリング位置図

図1.1.4には以上の調査結果をもとに求めた地層構造と変電機器の被害状況とが対比して示されている。また、図1.1.5には、地層構造と変電機器の被害状況とがまとめて示されている。

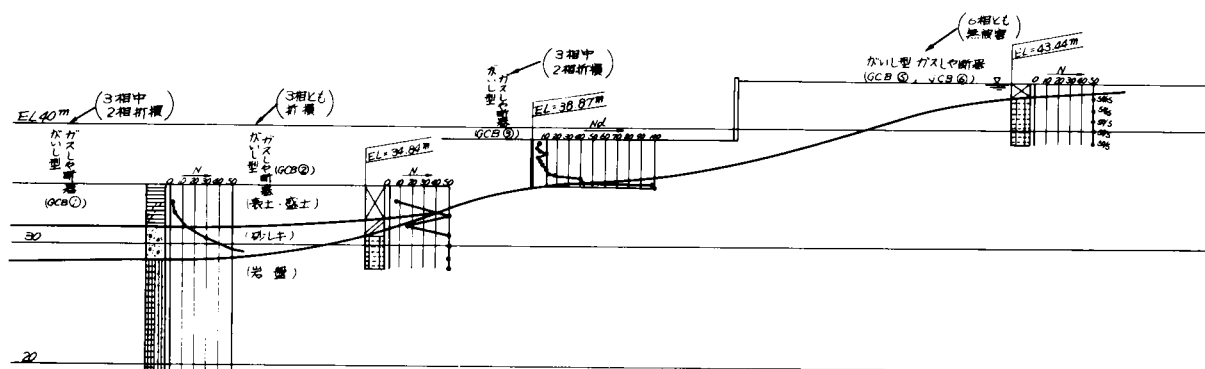
これらの表および図より次のことがわかる。

- ① 空気しゃ断器（ABB）の据付地盤のうち、ABB①はABB②、③に比べ幾分地盤条件がよく、しかも、図1.1.4からABB①位置でも同図の左側程地盤のよくなる傾向を示すことがわかる。ABBの被害状況は、ABB①の右端1相からABB③にかけての全相が被害を受けていることから、地盤性状とも対応づく結果になっている。ただし、図1.1.4で示される程度の地盤の差で2相が被害を受けなかったとも考えられるが、その点については、今後検討が必要である。なお、ABB据付地盤は表層1～2mを除けばS波速度（Vs）200m/s以上もある良好な地盤であり、その意味では、ABBの被害原因として耐力不足等を考えるべきであろう。

#### (i) 空気しゃ断器（ABB）



#### (ii) がいし型ガスしゃ断器（GCB）



#### (iii) 変圧器（Tr）

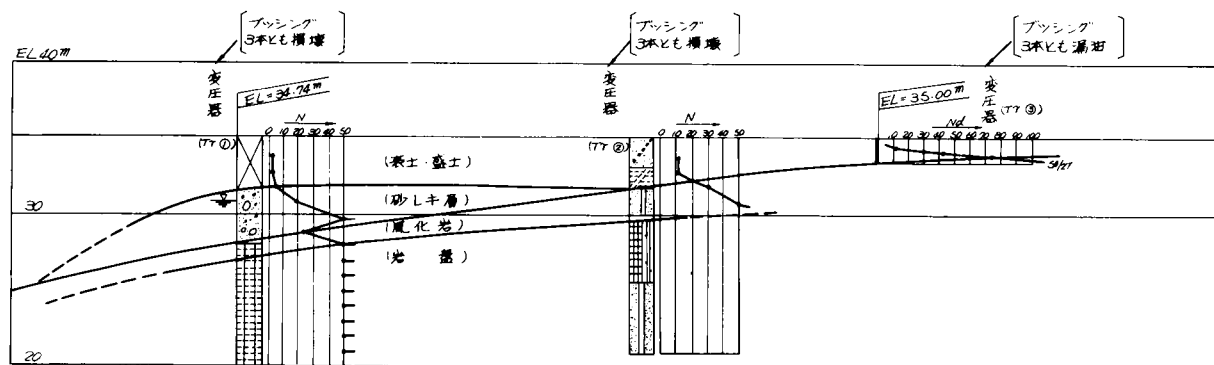


図1.1.4 地盤構造と変電機器被害との関係（仙台変電所）

## (i) 空気し断器 ABB

位置(1)	ABB ①	ABB ②	ABB ③
(2) 地 盤 構 造	$V_s(m/s)$ GL $\frac{150}{-2m}$ 0m  260 (より大) $\frac{\text{スラスラ}}{-7m}$ 890	$V_s(m/s)$ GL $\frac{150}{-1.4m}$ 0m  260 (より小) $\frac{\text{スラスラ}}{-7.9m}$ 890	$-V_s(m/s)$ GL $\frac{160}{-1.5m}$ 0m  200 $\frac{\text{スラスラ}}{-5.0m}$ 600~750 $\frac{\text{スラスラ}}{-120m}$ 1000
被害 状況	3相のうち、図 1-1-4 ABB ①の右側の1相 のみ損壊  地 山	3相とも損壊  地 山	3相とも損壊 (断路器も損壊)  地 山

(注)

(1): 図 1.1.2 参照

(2): 図 1.1.4 参照

## (ii) がいし型ガスし断器 GCB

位置(1)	GCB ①	GCB ②	GCB ③	GCB ④	GCB ⑤, ⑥
(2) 地 盤 構 造	$V_s(m/s)$ GL $\frac{150}{-30m}$ 0m  250 $\frac{\text{スラスラ}}{-7.5m}$ 1000	$V_s(m/s)$ GL $\frac{140}{-5.5m}$ 0m  250 $\frac{\text{スラスラ}}{-9.5m}$ 1000	$V_s(m/s)$ GL $\frac{160}{-3.9m}$ 0m  1000	$V_s(m/s)$ GL $\frac{250(より小?)}{-5.0m}$ 0m  1000	$V_s(m/s)$ GL $\frac{250}{-1.5m}$ 0m  1000m
被害 状況	3相のうち2相が 損壊  盛 土	3相とも損壊  盛 土	3相のうち2相が 損壊  地 山	3相とも損壊  地 山	6相あるが全相無 被害  地 山

## (iii) 変圧器(ブッシング) Tr

位置(1)	Tr ①	Tr ②	Tr ③
(2) 地 盤 構 造	$V_s(m/s)$ GL $\frac{150}{-3.5m}$ 0m  250 $\frac{\text{スラスラ}}{-7.0m}$ 1000	$V_s(m/s)$ GL $\frac{160}{-5.0m}$ 0m  610 $\frac{\text{スラスラ}}{-10.0m}$ 1300	$V_s(m/s)$ GL $\frac{160}{-1.2m}$ 0m  1000
被害 状況	275KV ブッシン グ3相とも損壊  地 山	同 左  地 山	275KV ブッシン グ3相とも漏油 (損壊せず)  地 山

図 1.1.5 機器据付位置の地盤構造と被害状況(仙台変電所)

- ② がいい型ガス遮断器（GCB）は構内に6台（18相）散在し、そのうち4台が被害を受けた。被害を受けたGCBは、 $V_s 150\text{ m/s}$  程度の層（3～6 m厚）上に据付けられていたのに対し、無被害の2台（6相）は岩盤上に据付けられていた。GCBの場合には被害状況と据付位置地盤条件とに、明らかな相関関係が認められた。
- ③ 変圧器（Tr）は構内に3台ある。内2台（Tr①とTr②）の275 kV用変圧器ブッシングは各3相ともすべてが損壊したが、他の1台（Tr③）はブッシング下端からの漏油程度の軽微な被害であった。被害の著しかったTr①と②は、 $V_s 150\text{ m/s}$  程度の層（4～5 m厚）上に据付けられていたのに対し、軽微な被害ですんだTr③は岩盤上に据付けられており、Trの場合にも、GCBの場合と同様、被害状況と据付位置地盤条件とに明らかな相関関係が認められた。

仙台変電所の被害状況は、当初地山と盛土区分だけでは地盤との相関性は見い出せなかった。しかし、地山には、 $V_s 150\text{ m/s}$ 程度の二次堆積物からなる表層が数m厚も存在する場所もあることなどが判明した。そのような観点から被害状況を見直したところ、上述したように地盤との相関性が見い出せた。すなわち、従来から云われてきたように地盤の悪いところで被害が発生していることが判明した。

なお、図 1.1.5 からわかるように本地点は表層と基盤のインピーダンス比が大きく、このことが地震被害に影響したとも考えられる。

同一構内に岩盤と軟質地盤が共存する例は変電所地盤には多く認められ、したがって、上述した被害差が現われる程度に地震動に差が生じるとすれば、変電機器の耐震設計条件に「地震動の局所特性（locality特性）」を加味する必要がある。

### 1.1.2 被害原因と耐震上の問題点

前項では今までに報告されている、または、調査した地震被害例の概要を述べた。特に、1978年宮城県沖地震における超高圧変電所（仙台変電所）の被害は、超々高圧変電所および近い将来出現するUHV変電所の耐震設計の必要性を強く印象付けることになった。本節では、今までに発生した地震被害をもとにその原因を探り、変電機器の耐震設計上問題とすべき点についてまとめた。

被害の特徴をまとめれば次のようになる。

- ① 地盤が液状化したり不同沈下を生じた結果として変電機器が2次的に被害を受けた。
- ② 変電機器が振動した結果として、その主要部分を構成する支持がい管に亀裂・折損等の被害が発生した。
- ③ 機器を基礎に固定するアンカ・ボルト部分が浮上ったり切断したため、滑動や転倒が生じた。
- ④ 機器間隔が短かいため、折損した隣接機器が倒れかかったり、リード線を介して引張ったりして2次的に被害が生じた。
- ⑤ 機器はリード線により互いに連結されているが、機器の振動特性（共振振動数）が異なるためにリード線を介して力が作用し被害が発生した。
- ⑥ 施工不良のため被害が発生した。
- ⑦ 同一変電所構内に散在する同一型式機器が、その設置されている地盤特性に相関性を示す被害状況を示した。盛土地盤上の被害が顕著であった。
- ⑧ 変電機器の被害は大型変電機器に集中し、地震規模（マグニチュード）が小さな地震（M5.5）でも被害が発生している。
- ⑨ 変電所被害が社会に与える影響は電力系統上の位置付けにより決まり、例えば、1978年宮城県沖地震による仙台変電所の被害は、当該変電所が幹線の集中する重要変電所であったため、社会に与えた影響は多大であった。

- ⑩ 静的設計（設計震度 0.5）しかなくないがいし型機器（しゃ断器、断路器、避雷器など）が被害を受けた。また、今まで耐震上安全とされていた変圧器（変圧器ブッシング）が被害を受けた。

上記の被害の特徴を、今後の変電機器の耐震設計での検討必要項目としてまとめると次のようになる。

- ① 地盤破壊（液状化、不同沈下等）に対する検討
- ② 地盤条件を考えた設計地震動の検討
- ③ 変電所地盤に設置された状態での変電機器の耐震強度の検討
- ④ 電力系統網としての観点からの耐震設計に対する検討

変電機器は、その主要部分が脆性材料であるがいで構成されており、工場で生産される製品であること、機器の重量・寸法から判断して振動台によりその耐震強度の検証が可能な変電機器が多いこと等の変電機器の特質を加味して、本論文では上記項目②と③に主眼を置いた耐震設計法について検討をした。なお、項目①については、変電機器の大きさや重量の点から考えて土木構造物や建築構造物に比べ特殊な問題点が発生するとは考えられないため、一般に使用されている設計基準等に対応すれば十分であると判断した。また、項目④については、本論文の対象が変電機器の耐震強度からみた耐震設計法の確立を目指したものであるため取り挙げていない。

## 1.2 変電設備に対する耐震設計の歴史

変電設備の耐震設計の歴史は、他の構造物の耐震設計の歴史と同様、1.1 で説明した被害の発生と共に発展してきている。昭和40年以降の動向を述べると次のようになる。

昭和40年に発生した静岡地震や松代群発地震は比較的小規模であったにもかかわらず、設計震度 0.5 に対して安全率 2 以上を有するように静的設計されていた機器が被害を受けたため、当時採用されていた静的設計手法に対して疑問が出され始めた。この傾向は超高压変電所が各地に建設され、機器が大型化するにつれますます強くなり、昭和40年中頃に大電力送電を目指した 500 kV 送・変電設備が出現するとともに一部電力会社で動的耐震設計が採用されるようになった。すなわち、従来にも増してより高信頼度の設備が必要とされる反面、機器が大型化したため耐震的な観点からは不安な設備が出現したためである。この時期に東京電力では「共振正弦波法」という変電機器独特の設計地震動が採用されるようになった。昭和50年になって、動的設計の考え方を全国的に統一するため電気協同研究会（社団法人）に「変電機器耐震設計専門委員会」が設立され、著者らも参加して基礎と地盤も含めた機器の応答特性について検討を行ない、昭和53「変電機器の耐震設計」<sup>7)</sup>としてその成果がとりまとめられた。くしくも、同じ年の2月20日と6月12日に宮城県沖で大きな地震が発生し、変電設備は多大の被害を受けた。電気事業連合会ではこの事態を重く見て「変電設備耐震対策特別委員会」を設置し、電気協同研究会での成果の見直しも含めて機器の耐震対策の再検討がなされた。その結果、被害を受けた機器は静的設計されていた機器であり、電気協同研究会で提案した「0.3 g 共振正弦3波入力（g：重力加速度）」に耐えるような機器であれば被害を免れたであろう等の成果を発表した。<sup>8)</sup>このような経緯のもとに、昭和55年5月に日本電気協会から電気技術指針「変電所等における電気設備の耐震対策指針（JEA G5003）」<sup>9)</sup>として統一された設計指針が出された。以上が我国における変電設備の耐震設計確立までの経過である。

現在我国以外で、変電設備の耐震設計法を確立している国は米国だけである。地震国である南米諸国は米国の基準を流用しており、また、イタリアでは、未だ、重大な地震被害を受けていない<sup>10)</sup>という理由で積極的に耐震設計は行っていない。以下に、米国の耐震設計法について述べる。

1971年に発生した San Fernando 地震（M6.4）は、近代都市の諸施設に多大の被害を与えたことで、特に有名な地震である。この地震で、震央から約 6 miles（約 10 km）しか離れていなかった Sylmar 直・交流変換所が、多大の被害を受けた。<sup>11)</sup> 想定地震加速度は 0.3～0.5 g であった。この地震が契機になって 1972 年 IEEE の Power Engineering

Society 内に West Coast Substations Subcommittee of Substation Committee の Working Group が結成された。1980 年 2 月にその検討結果が「Recommended Practices for Seismic Design of Substations」として公表された。この内容を踏まえて、西海岸にある電力各社は独自に社内指針を作製している。Department of Water and Power, City of Los Angeles (通称 DWP) と Southern California Edison Co. (通称 SCE) の指針が表 1.2.1 にまとめて示されている。同表には我国の例も併記されている。我国よりも大きな設計加速度を採用し、高振動数まで対象としているのは、米国西海岸の場合、内陸で発生する地震が多いためと判断される。解析法として応答スペクトル法の採用されている点が我国と著しく異なる点である。

表 1.2.1 変電設備の耐震設計法比較 (\* g : 重力加速度)

	D W P	S C E	日 本 J E A G 5 0 0 3
設計水平加速度 (単位: g <sup>*</sup> )	0.5	Transmission Sub(220kV 以上) 0.5 Distribution Sub(220kV 以下) 0.2	170 kV 超過の変電所 0.3
設計上下加速度	水平加速度の 4/5	水平加速度の 2/3	水平加速度の 1/2
動的設計の適用 範囲	固有振動数 30Hz 以下の機器に 対して動的設計を行なう	固有振動数 33Hz 以下の機器 に対して動的設計を行なう	固有振動数 0.5~10Hz の 範囲の機器に対して動的設 計を行なう
設計地震波および 解析法	解析ないしは実験 または両者 を併用して検討する。 〔解析法〕 (1) Modal Spectrum Ana- lysis (Jennings の Spectra) (2) 時刻歴解析 〔実験法〕 0.1~0.2 g 振動振幅に よる定常実験により共振 点を見出し、その共振 振動数にて(1)15波連続 加振、(2)sine beat 波 加振のいずれかを行う	Modal Spectrum Analysis 〔Fugro の Spectra〕	共振正弦 3 波法 検討手法についての 指定はない

(注) g : 重力加速度

## 参 考 文 献

- 1) 新潟地震被害現地調査報告, 電研技術研究所業務資料, 特 64001, 1964 年
- 2) 根室半島南東沖地震による災害の視察報告, 電研技術研究所内部資料, 1973 年
- 3) 1974 年伊豆半島沖地震の震害調査報告, 電研調査資料 74001, 1974 年
- 4) 大分県中部地震震害調査報告書, 電研調査資料 375001, 1975 年
- 5) 伊豆大島近海地震 1978 調査報告, 電研調査資料 380021, 1980 年
- 6) 1978 年宮城県沖地震震害調査報告, 電研依頼報告 378545, 1979 年

- 7) 変電機器の耐震設計, 電気協同研究, 第 34 巻第 3 号, 電気協同研究会, 1978 年
- 8) 変電設備耐震対策特別委員会報告, 電気事業連合会, 1979 年
- 9) 電気技術指針発電電編, 変電所等における電気設備の耐震対策指針, JEAG5003, 日本電気協会, 1980 年
- 10) Contribution to the Study of Friuli Earthquake of May 1976, CNEN-ENEL Commission on Seismic Problems Associated with the Installation of Nuclear Plants, November 1976
- 11) San Fernando Earthquake of February 9, 1971, Effects on Power System Operation and Facilities, Design and Construction Div., Department of Water and Power of the City of Los Angeles, October, 1974
- 12) Recommended Practices for Seismic Design of Substations, West Coast Substations Subcommittee of Substation Committee, Power Engineering Society IEEE, February, 1978



## 第 2 章 変電所地盤・基礎および変電機器の特徴

## 第2章 変電所地盤・基礎および変電機器の特徴

本章では変電機器の耐震設計を検討していくうえで必要となる変電所地盤・基礎および変電機器の特徴について記述する。

### 2.1 変電所地盤

変電所地盤の特徴を検討するため、九電力会社および電源開発の変電所を対象に地盤調査を実施した<sup>1)</sup>(電気協同研究会「変電機器耐震設計専門委員会」委員として実施)。その結果、52変電所の地盤に関する資料が得られた。表

2.1.1には各変電所地盤の特徴が示されている。この表から変電所地盤の特徴をまとめると次のようになる。

- (1) 変電所地盤は切盛土からなる複雑な地盤の場合が多い。G電力会社のように在来地盤を使用するケースの多い例もあるが、この場合使用されている地盤は好条件の地盤とは云いがたい。
- (2) 盛土地盤の造成にあたって、慎重に施工し締った地盤に仕上げる電力会社とブルドーザ転圧程度で盛土造成を行なう電力会社とがある。この造成方式の違いは、機器基礎として直接基礎を採用するか杭基礎を採用するかという基礎形式に対する各社の方針の違いに基づくものである。
- (3) 在来地盤を使用している場合には、N値10程度の場合が多い。ただし、N値5以下(最小N値1)の場合も認められる。
- (4) 施工管理の十二分に行なわれた盛土地盤は、 $V_s$ 速度200~300 m/sを示す地盤が多い。
- (5) 同一盛土地盤内でN値が3~28、5~25とばらつく盛土もある。
- (6) 盛土を支える在来地盤としてN値5以下の場合もあるため、盛土厚によっては、在来地盤の影響を考慮する必要がある。
- (7) 切り取り部はN値20以上の例が多い。

すなわち、他の電力施設の建設地点の地盤条件は、例えば、原子力発電所は岩盤上に、火力発電所は海岸の軟質地盤上に、ダムは山間部の岩盤上上というようにほぼ似かよった地盤条件の場合が多いけれども、変電所は種々な地盤や地形に建設され、また、同一構内に切土部と盛土部という極端に地盤剛性の異なる地盤の存在する変電所も多い。なお、変電所地盤の多くはN値5以上( $S$ 波速度150 m/s以上)の地盤である。

表 2.1.1 地 盤 調 査 結 果<sup>1)</sup>

調査対象：九電力会社および電源開発の変電所を主とした代表的電気所の地盤  
調査期日：昭和52年12月現在

電力会社名	変電所(開閉所)	地盤構成	土 質	盛 土 施 工 法	実 測 N 値	推定 $S$ 波速度 (m/s)	備 考 (実 測 値)
A	a	切土部	風化花崗岩		50以上	340以上	
		盛土部 (0~32m)	(切土) "	20~30cmまき出し15.4t振動ローラータンピング グロウラー(815)で振動6回タンピング11回転圧		400以上	$q_u=12.8\text{kg/cm}^2$ セメント添加3%
B	a	切土部	シルト質粘土(0~1m) 粘土混り砂礫(1m以深)		10(0~1m) 20(1m以深)	220以上	
		盛土部 (0~5m)	(切土) シルト質粘土	30cmまき出し16tタイヤローラータンピング5回			
	b	切土部	粘土(0~5m) マサ土(5m以深)		10~25	200以上	
		盛土部 (0~7m)	(切土) マサ土	25cmまき出し16tタイヤローラータンピング8回			
	c	切土部	粘土混り砂礫(0~3m) 粘土混り砂礫3m以深		9(0~3m) 50以上(3m以深)	190	
		盛土部	(切土) 粘土混り砂礫	30cmまき出しブルドーザ転圧5回			
C	a	切土部				300以上	$\varphi=25$ 以上 $C=0.2\text{kg/cm}^2$
		盛土部 (0~30m)	(切土)	30cmまき出しインガソルSP60振動ローラータンピング4回		300以上	$k_{30}=6\text{kg/cm}^2$ 以上
	b	切土部				300以上	$\varphi=20$ 以上 $C=0.2\text{kg/cm}^2$ 以上
		盛土部 (0~26m)	(切土)	30cmまき出しABG・SAW-180振動ローラータンピング135t転圧	5~15	320以上	$k_{30}=3\text{kg/cm}^2$ 以上 $S$ 波=354±29 m/s

電力会社名	変電所 (開閉所)	地盤構成	土質	盛土施工法	実測 N 値	推定 S波速度 m/s	備考 (実測値)
	c	切土部 盛土部 (0~30m)	(切土)	60cmまき出し ABG・SAW-180 振動ローラー 1.35t 転圧		300 以上	$\rho=2.7$ 以上 $C=0.2\text{kg/cm}^2$ 以上
	d	切土部 盛土部 (0~10m)	(切土)	30cmまき出しインガソル SP60 振動ローラー 21t 転圧 4 回		300 以上	$\rho=3.7$ 以上 $C=0.2\text{kg/cm}^2$ 以上
D	a	盛土 (0~29m)	粘土~シルト質粘土	40cmまき出しブルドーザ, タンデムローラー, タイヤローラー (18K) 転圧 5 回	5~15	300	$qu=0.4\sim0.5$ $k_{90}=4.8\text{kg/cm}^2$ S波 = 300 m/s
	b	" (19m)	粗粒土・細粒土 50% 4%	30cm以内まき出し 28t タイヤローラー転圧 5 回		310	$qu=0.8\sim1.2\text{kg/cm}^2$ 地耐力 = 3kg/cm <sup>2</sup> 以上 $k_{90}=11.5\text{S}=310\text{m/s}$
	c	" (6m)	ローム質土 礫混入	30cmまき出し 28t タイヤローラー転圧 5 回		310	$qu=0.1\text{kg/cm}^2$ 地耐力 = 1kg/cm <sup>2</sup> 以上 S = 310 m/s
	d	" (23m)	粘性土	20~30cmまき出し 28t タイヤローラー転圧 5~7 回	10~20	400	$qu=0.5\text{kg/cm}^2$ 地耐力 = 3kg/cm <sup>2</sup> 以上 S = 400 m/s
	e	" (6m)	砂質ローム 砂質土	20~30cmまき出し 28t タイヤローラー転圧 4~5 回		210 以上	$k_{90}=1.25\text{kg/cm}^2$ S = 210 m/s
	f	" (3.5m)	粘土を挟む互相盛土 砂質土盛土, 礫混入	30cmまき出しタイヤローラー (接地圧 4.5 kg/cm <sup>2</sup> )		320	$k_{90}=139\text{S}=320\text{m/s}$ 地耐力 = 3kg/cm <sup>2</sup> 以上
	g	" (3m)	マサ土	30cmまき出し 28t タイヤローラー 5 回転圧		220 以上	$qu=0.2\sim2.1\text{kg/cm}^2$ $k_{90}=10\text{kg/cm}^2$
	h	" (10m)	粘性土 砂質土	30cmまき出し 28t タイヤローラー 5 回転圧		220	$k_{90}=7\text{kg/cm}^2$ S = 220 m/s
E	a	切土部 盛土部 (14m)		20cmまき出しブルドーザー D80 (21t) 転 圧 4 回	50 以上	300 以上	
	b	切土部 盛土部 (5m)		同 上	3~28	130~280	
	c	切土部 盛土部 (20m)		同 上	20 以上	250 以上	
	d	切土部 盛土部 (8m)		同 上	50 以上	300 以上	
	e	切土部 盛土部 (20m)		同 上	8~25	180~270	
F	a	盛土 (1~10m)	礫混入砂 粒石	30cmまき出しブルドーザー (D-60) 転圧 3~5 回	盛土基盤 5 以下 (0~2.5m) 15~50 (25m 以深)	200	地耐力 = 1 kg/cm <sup>2</sup>
	b	" (1~8m)	(切土)	同 上	5 以下 (0~2.3m) 7~35 (25m 以深)	150	地耐力 = 0.5kg/cm <sup>2</sup>
	c	盛土部 (3~15m)	(切土) 粘土+砂礫	30cmまき出しスクレブルドーザー, タイヤ ローラー転圧 5~7 回		200	地耐力 = 1.0kg/cm <sup>2</sup>
	d	" (0.4~1m)	(切土) 礫混入粘土	30cmまき出し 28t タイヤローラー転圧 3 回	盛土基盤 5 以下 (0~3m) 3~30 (3m 以深)	160	地耐力 = 0.61kg/cm <sup>2</sup>
G	a	在来地盤	ローム砂質粘土		1~3 (0~8m)	90~130	
	b	"	ローム砂質		2~5 (0~6m)	110~150	
	c	"	腐食土ローム		3~6 (0~6m)	130~160	
	d	"	ローム粘土質細砂		5~10 (0~4m)	150~200	
	e	"	砂礫 砂岩		10~30 (0~5m)	200~280	
	f	"	ローム粘土 砂礫		10~20 (0~5m)	200~250	
	g	"	腐食土 砂礫		20 以上	250 以上	
	h	盛土 (2~6m)	ローム粘性土 砂質土, 岩層	30cmまき出し 28t タイヤローラー転圧 5 回 以上	5		$k_{90}=1.5\text{kg/cm}^2$
H	a	盛土 (0.5~3m)	(切土) 砂礫まじり粘土	40cmまき出しタンピングローラー転圧 5 回	盛土基盤 7.5	200 以上	
	b	" (2m)	粘土まじり砂礫土	30cmまき出しブルドーザー (D60) タイヤ ローラー 8~16t 転圧 5 回	" 13~15		
	c	" (0~4.5m)	粘土, 土塊	30cmまき出しブルドーザー (D60) タイヤ ローラー (8~16t) 転圧 5 回	" (0~5m) 3~10	100~120	
	d	" (0~14m)	砂質, 粘土	30cmまき出しブルドーザータイヤローラー転 圧 5 回	" 1~10	100	
I	a	在来地盤	腐食, シルト砂	築込 13m, 径 45m, 中心間隔 1.5m 正 3 角形 配置 サンドコンパクション	0~50		$qu=0.834\text{kg/cm}^2$
	b	盛土 (3~5m)	砂, ローム質 (礫混)				
	b	切土 盛土 (0~12m)	粘土, 粘土質ローム 同 上	30cmまき出し 15t ブルドーザー転圧 8 回	10	200	
	c	切土 盛土 (2~13m)	礫混入粗粒砂 砂質シルト, 礫混入 粗粒砂	30cmまき出し 12t ブルドーザー転圧 8 回	5 以下~20 25~27	130~250 250	地耐力 2~4kg/cm <sup>2</sup>
	d	切土 盛土 (0~4m)	転石まじり礫層 "	50cmまき出しブルドーザー転圧	50 以上	300 以上	

電力 会社名	変電所 (開閉所)	地盤構成	土 質	盛 土 施 工 法	実 測 N 値	推定 S波速度 (m/s)	備 考 (実 測 値)
J	e	切 土	礫石混粘土, 粘土 混雑灰質粘土		20~40	250以上	
		盛 土 (0~17m)	雑泥りローム	30cmまき出し11tブルドーザー転圧5回			
	f	切 土	粘土質シルト シルト質砂		7以下	170以下	
		盛 土 (0~7m)	砂質シルト	50cmまき出し11tブルドーザー転圧5回			
	g	切 土	砂質シルト粘土 雑泥り粘土		10以下~30		
		盛 土 (0~13m)	砂質シルト	50cmまき出し11tブルドーザー転圧5回			
	h		砂質粘土		25~50	250以上	
J	a		砂質火山灰		10~50	200以上	
	b	盛 土 (1m以下)			1(0~4.2m) 24以上(4.2m以深)	100以下 250以上	
	c		砂質シルト		1~6(3m以下)	90~160	
	d		粘土質火山灰砂礫		16~50	230以上	
	e		泥炭		0~2	110以下	
	f	盛 土 (0~10m)	砂質ローム雑泥り砂		14以下~39	200以下	
	g		泥炭腐植物混りシルト		1~3	90~130	
	h		火山灰		1~2(5m以下)	100	

注 qu : 一軸圧縮強度,  $\phi$  : 土の内部摩擦角, C : 土の粘着力

k<sub>30</sub> : 地盤係数 (径30cmの載荷板を使用)

## 2.2 基礎と変電機器

変電機器は工場で生産される製品であり、外形寸法や重量は、電気的・機械的条件と使用材料等によって決められている。表2.2.1には、代表機種の種類と重量の例が示されている。表2.2.2には各機器に対する基礎寸法の例が示されているが、ここに示されている基礎寸法は機器寸法に従って決められたものである。すなわち、表2.2.1に示した重量の変電機器をその外形寸法に合わせて基礎を設計すれば、接地圧は一番重量の大きい変圧器でもたかだか5t/m<sup>2</sup>になる程度で、地盤支持力の点からはなんら問題にならない場合が多い。

なお、変電機器の場合、それぞれの機器はリード線やパイプ等で連結されるため、不同沈下が生じないように配慮する必要がある。そのために、軟質な地盤では杭基礎が使用される例が多いが、変圧器を除けば、自重も非常に軽く接地圧も小さいため、杭本数が数本の基礎が多い。

表 2.2.1 機器重量の例

機 種	電 圧 階 級		備 考
	500KV	275KV	
遮 断 器	22000Kg	5500Kg	空気しゝ断器の例
変 流 器	22000Kg	2500Kg	—————
断 路 器	13500Kg	1230Kg	—————
計器用変圧器	—————	1500Kg	—————
避 雷 器	7000Kg	1200Kg	—————
変 圧 器	243000Kg	280000Kg	275KVのみ3相に対する値

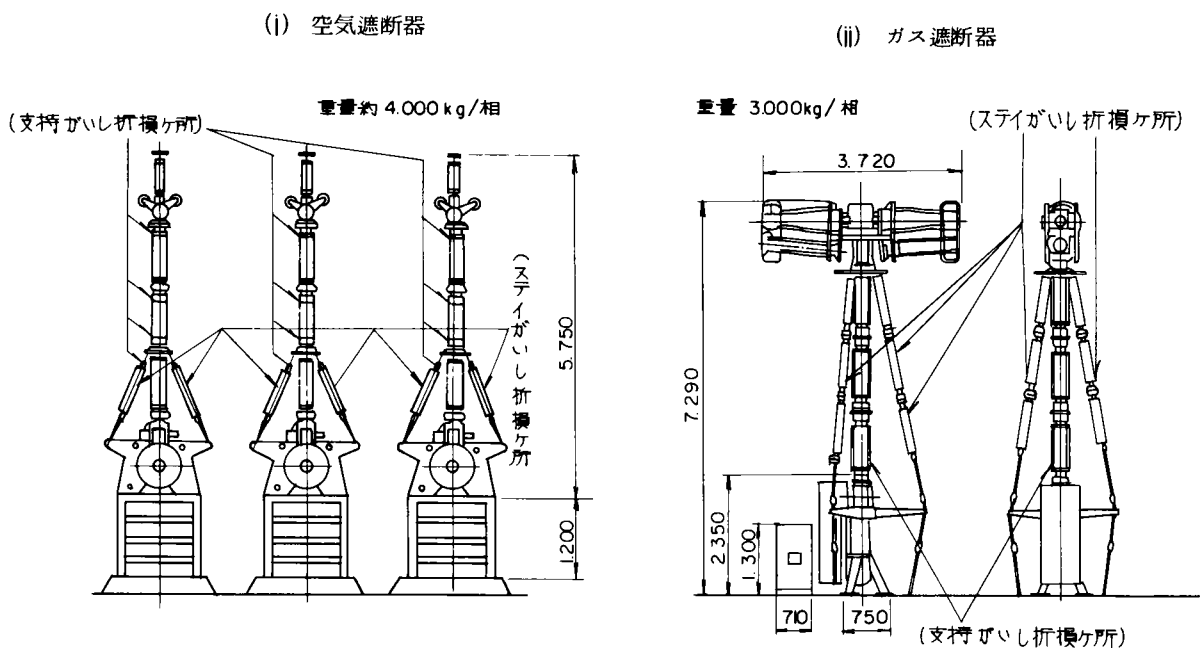
1)  
表 2.2.2 既設基礎寸法例

機 種		基 礎 寸 法 (m)		
		幅	奥 行	高 さ
C B	A B B	4.25 ~ 7.0	9.8 ~ 13	1.15 ~ 1.7
	G C B	7.1	7.4	1.45
P D		4.6 ~ 5.0	4.6 ~ 5.0	1.65 ~ 1.8
L S		4.4 ~ 5.4	9.5 ~ 10.3	0.95 ~ 1.56
C T		4.28 ~ 5.3	4.82 ~ 5.3	1.15 ~ 1.56
Arr		3.8 ~ 5.0	3.8 ~ 5.0	1.16 ~ 2.5
Tr		7.9 ~ 8.9	12.75 ~ 15.45	1.5

ここに CB:しゃ断器      ABB:空気しゃ断器      GCB:ガスしゃ断器  
PD:計器用変圧器      LS:断路器      Arr:避雷器  
Tr:変圧器

変電機器はその主換部分は磁器であるが、いしで構成されているため、地震に対して「ねばり」のある構造物とはいえない。図 2.2.1, 2 には 1978 年宮城県沖地震で被害を受けた機器の外形図と被害箇所が示されているが、この図より、いかにも共振現象の発生しやすい柔構造的な構造物であることが推定できる。

変電機器を構造的に分類すると図 2.2.3 のようになろう。すなわち、①がい管の上部に比較的重い部分があるしゃ断器や断路器等のような「Top-heavy構造物」、②高さ方向の質量分布が極端に変化しない避雷器、変流器、計器用変圧器およびケーブル・ヘッド等のような「塔状構造物」、③変圧器等のように剛体と考えられる本体上に塔状のブッシングが据付けられている「(剛体+塔状)構造物」、④ガス絶縁開閉装置のようにタンクとそのタンク間をパイプで結合する「骨組構造物」などである。図 2.2.1 ~ 3 より、耐震上問題となる振動モードは 1 次モードであることがわかる。



3)  
図 2.2.1 1978 年宮城県沖地震被害変電機器外形図

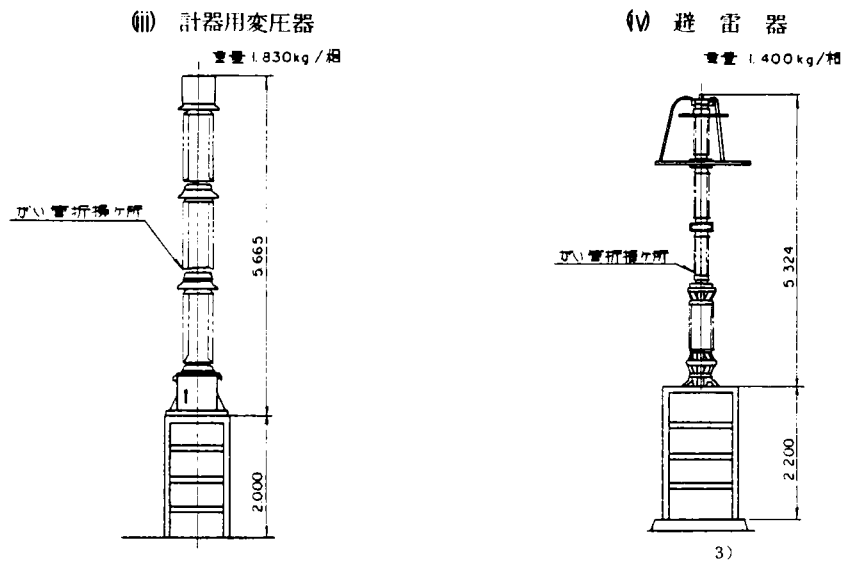


図 2.2.1 (つづき) 1978 年宮城県沖地震被害変電機器外形図

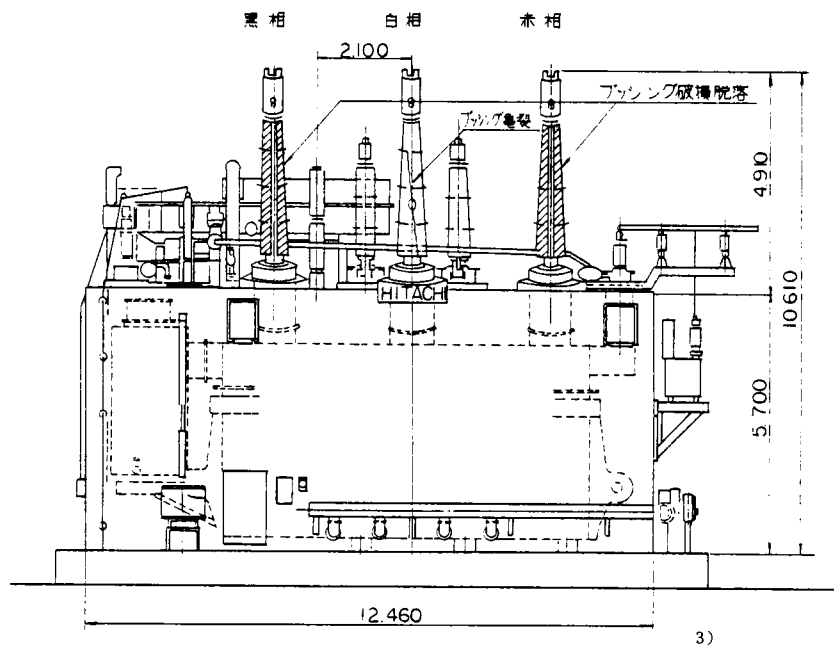


図 2.2.2 1978 年宮城県沖地震被害変圧器外形図

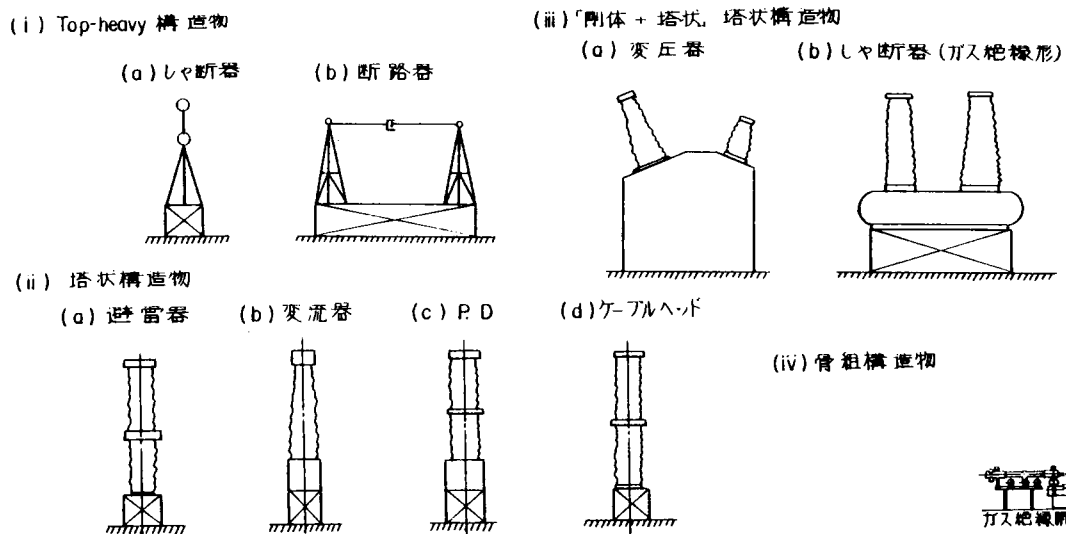


図 2.2.3 変電機器の模式図

図 2.2.4 には、変電機器の 1 次共振振動数が示されている。また、表 2.2.3 には 1 次モード減衰定数が示されている。これらより、変電機器の多くは、その共振振動数が地震動に対して共振しやすいといわれている数 Hz のところに存在し、しかも、減衰定数が小さい（5 % 程度）構造物であることがわかる。

なお、表 2.2.3 中で減衰定数が 15 % もある機器の例が示されているが、これは、耐震対策のために「Friction damper」が採用されている場合である。

変電機器の主要部分を構成するがいしの強度については、次のような点が指摘されている。<sup>2)</sup>

① 動荷重に対する破壊時ひずみと静荷重に対する破壊時ひずみとはほぼ同じである（図 2.2.5）。

② 破壊荷重の 50 % 程度の荷重を 100～300 万回繰り返し、がいしは疲労破壊しない。

すなわち、がいしは静荷重や地震荷重という荷重の種類にかかわらず、あるひずみ量に達すると破壊するため、地震動の特徴である繰り返し荷重という概念を「がいしの破壊」に対しては取り入れる必要がなく、したがって、構造上の主要部分が「がいし」で構成される変電機器の耐震性能は、地震時に発生する最大ひずみ量（または応力）に注目して議論すればよいことになる。

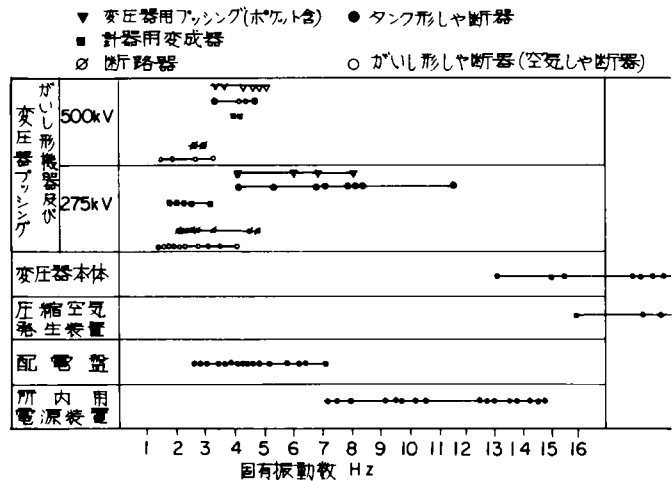


図 2.2.4 変電機器・装置の固有振動数<sup>4)</sup>

表 2.2.3 変電機器の減衰定数（代表例）

機 種	電 圧 階 級		備 考
	500kV	275kV	
がいし型遮断器	15～16* 3～4	15～16* 3～4	* friction damper を使用
タンク型遮断器	5	—	—
断 路 器	—	2～3	—
計器用変圧器	4～5	—	—
変 流 器	5～6	4～9	—
避 雷 器	16* 3～4	2～7	* friction damper を使用
変圧器ブッシング	3～6	2～5	—

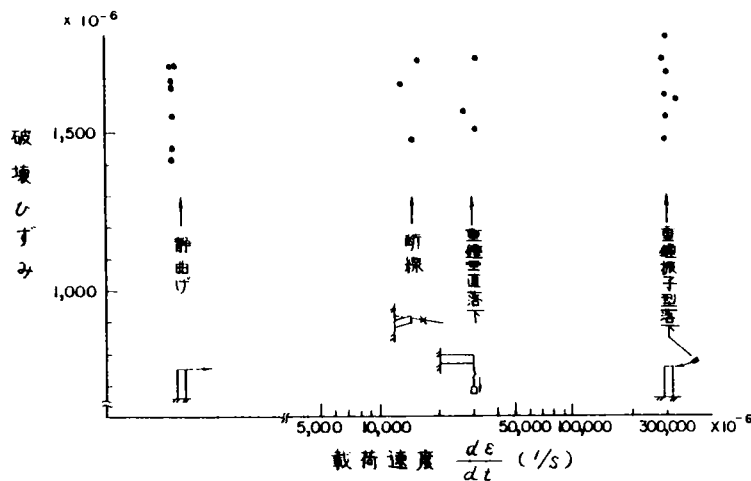


図 2.2.5 破壊ひずみと載荷速度の関係<sup>2)</sup>

変電機器の形状・寸法および重量については表2.2.1，図2.2.1，2に示した。変圧器については，その耐震上の弱点がブッシング部分にあるためその部分に注目すれば，寸法や重量から考えてほぼすべての機器は振動台試験により耐震強度を検証することが可能である。したがって，変電機器の耐震設計では，このような特性も加味したものでなければならない。

## 2.3 結 語

以上の結果をまとめると次のようになる。

- ① 地盤：発電所など他の電力施設はおおむね類似の地盤条件のもとで建設されるが，変電所の場合には切土・盛土・在来地盤等種々な地盤が対象地盤となり，かつ，変電所構内という狭い地域内においても極端に地盤条件の異なる場合が存在する。なお，変電所地盤の多くは，N値5以上，S波速度150m/s以上の地盤である。
- ② 基礎：変電機器重量が小さいため機器寸法に合わせて基礎寸法を設計すれば，設計条件を満足する場合がほとんどである。基礎形式としては直接基礎と杭基礎が採用され，杭基礎の場合でも杭本数が数本程度と少ない。
- ③ 機器：工場で生産される製品であり，Top-heavy 構造物・塔状構造物とでもいうべき機器が多い。共振振動数が数Hz，減衰定数が5%程度であるため，地震時に共振する可能性がある。また，構造上の主要部分が脆性材料であるが，いしで構成されているため，ねばりのある構造物とはいえず，かつ，その耐震強度は最大応答値（がいし部分に発生するひずみまたは応力）で判定できる。なお，変電機器は，形状・寸法・重量から判断して，振動台実験による検証が可能な構造物である。

変電機器の耐震設計法を考えていくうえで，上述した特徴を加味することが必要である。

## 参 考 文 献

- 1) 変電機器耐震設計専門委員会：変電機器の耐震設計，電気協同研究第34巻第3号，電気協同研究会，1978年 pp. 128～129
- 2) 変圧器ブッシング耐震専門委員会：変圧器ブッシングの耐震設計，電気協同研究第38巻第2号，電気協同研究会，1982年
- 3) 変電設備耐震対策特別委員会報告，電気事業連合会，1979年
- 4) 電気技術指針発電変電編，変電所等における電気設備の耐震対策指針，JEAG5003，日本電気協会，1980年



## 第 3 章 設計地震動

## 第3章 設計地震動

構造物の耐震設計に使用すべき設計地震動は、対象構造物の特質を十分に勘案して決定されるべきであり、変電施設の  
場合にもその例外ではない。変電施設の場合には、前章でも指摘したように①構造上の主要部が脆性材料である「がいし」  
で構成されているため、がいし部分に発生する最大応答値（最大発生ひずみまたは応力）で耐震強度が決定される、②変  
電所は送電上の要であり、かつ、用地難の現状から、全国いたる所に、しかも、種々な地盤上に建設せざるを得ない状態に  
ある、③変電機器は工場で所定の耐震強度を有するように生産される商品である、④所定地点を襲うと想定される地震動  
については、鋭意研究されているにもかかわらず、その決定は容易ではない、等の諸条件を考える必要がある。

本章では、このような観点のもとに実地震動の動特性を勘案し、変電設備用設計入力について検討する。

### 3.1 変電所における地震観測

実地震動の特徴を変電所地盤の特徴も含めて検討するため、4ヶ所の変電所で地震観測を実施した。

#### 3.1.1 設置概況

##### (1) 設置箇所

変電所地盤造成法や基礎等は電力各社ごとに異なっていること、および、地震の発生頻度等を勘案して、東北電力・  
東京電力・中部電力・関西電力の各管内に1ヶ所ずつ変電所を選定し地震観測を実施した。図3.1.1には、地震観測を  
実施した変電所位置が示されている。

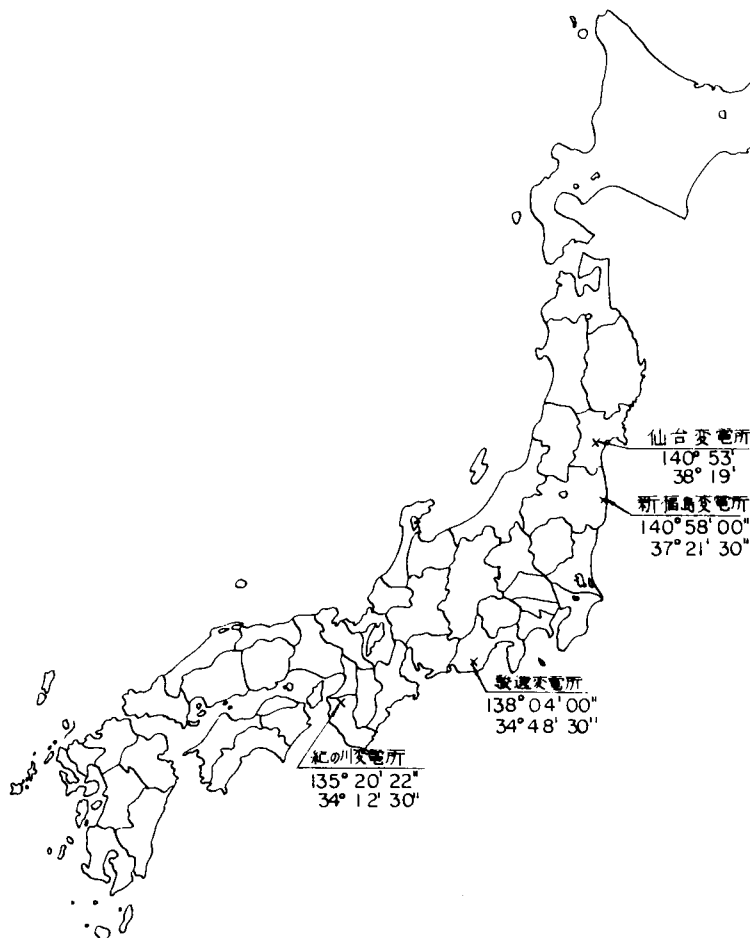


図 3.1.1 地震観測実施変電所位置

(2) 地盤条件

各変電所の地震観測位置における地盤柱状図、P波・S波検層結果が図3.1.2に示されている。仙台変電所および駿遠変電所では、地表面測点を複数点（仙台変電所：3測点、駿遠変電所：2測点）設け、地盤条件の違いが地震動に与える影響（「地震動の局所特性」と命名する）を検討した。

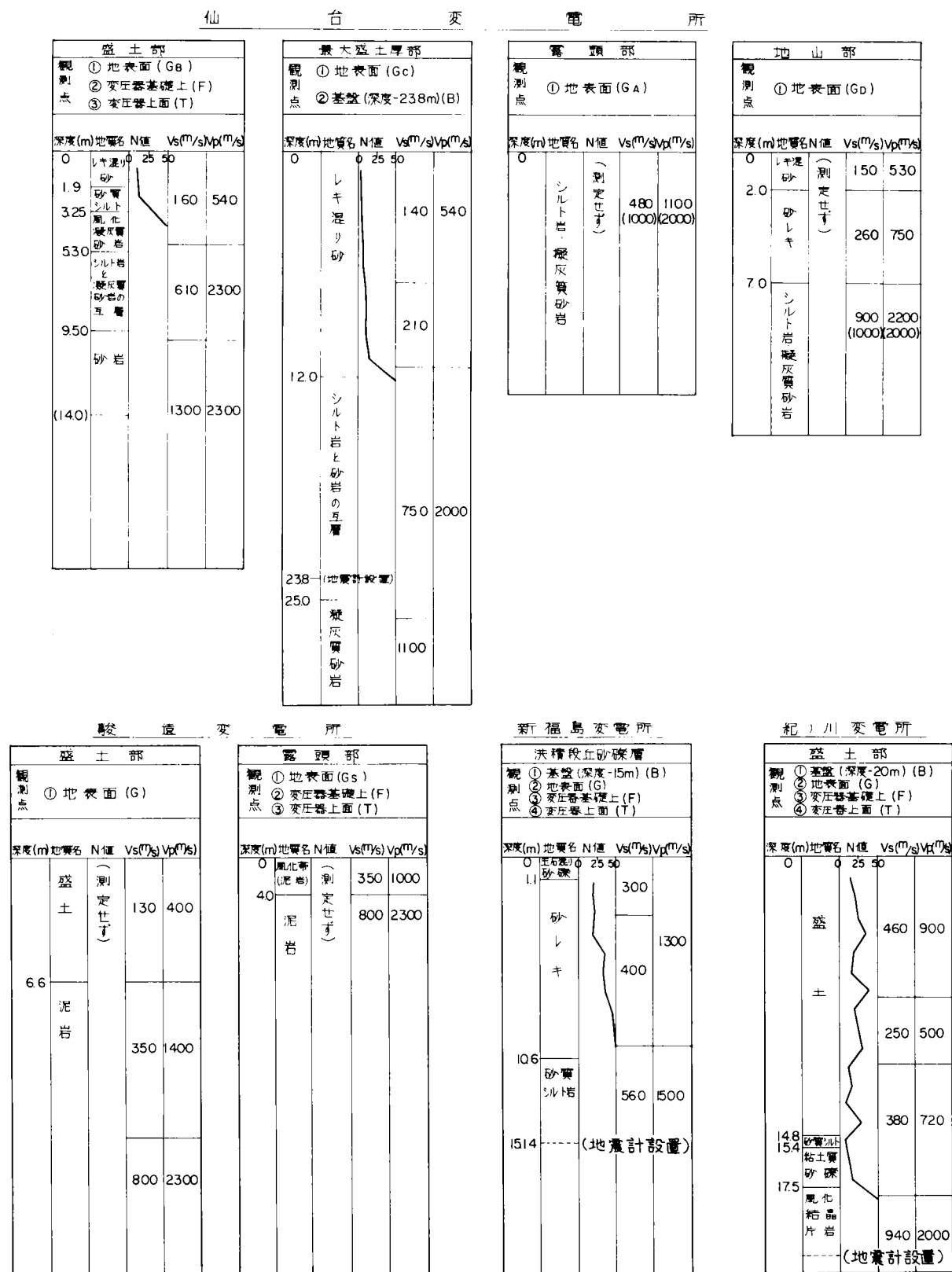
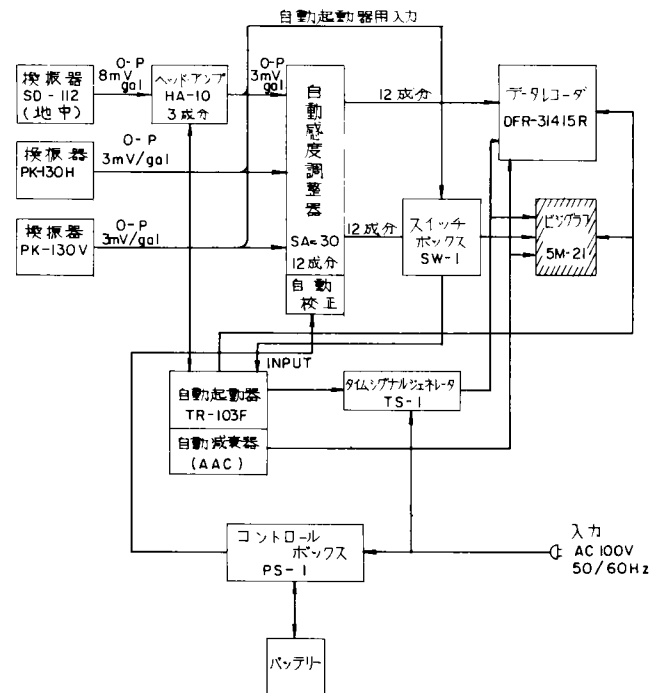
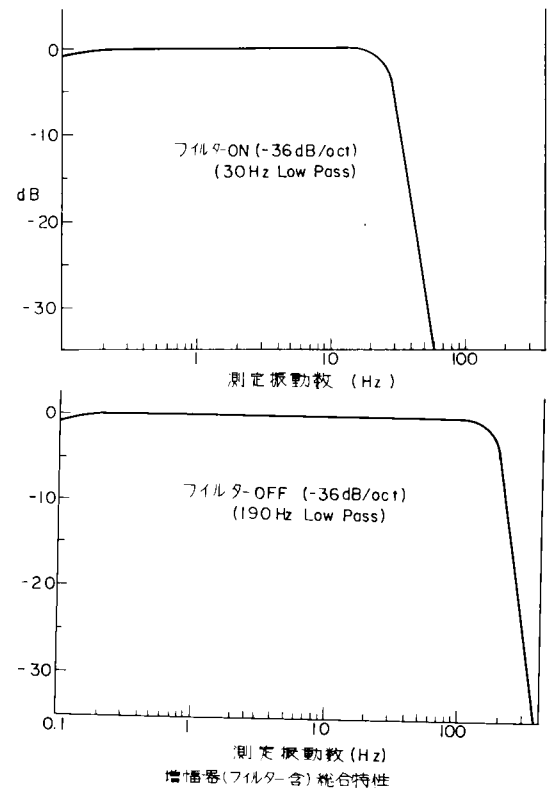
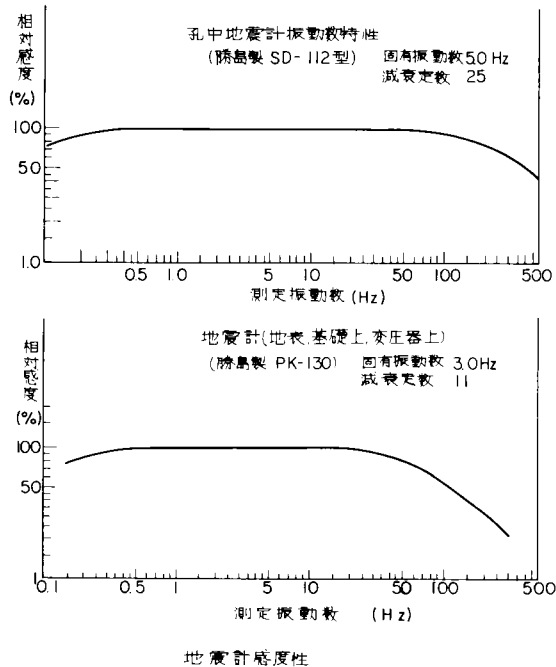


図 3. 1. 2 観測位置地盤柱状図

### (3) 観測装置

使用した地震計は、動線輪型換震器で加速度波形として記録できるようになっている。観測記録はデータ・レコーダで収録した後、データ解析装置で処理した。図 3. 1. 3 には地震計の感度特性が、図 3. 1. 4 には増幅器の総合特性が、それぞれ示されている。

図 3. 1. 5 に観測装置の系統図が示されている。



#### (4) 観測点

地震観測の主な目的は、変電機器の耐震設計用入力という観点から地震動の特徴を検討することである。したがって、観測点として変電所地盤への入力と考えられる「基盤」、変電機器基礎への入力と考えられる地表面および変電機器中の最重要構造物である「変圧器」を選定した。図3.1.6には測定概念図が示されている。なお、(2)で説明したように地震動の局所特性を調べるため、仙台変電所と駿遠変電所では地表面測点を複数点設けた。各変電所における測点配置および特徴を図3.1.6中にまとめて示した。

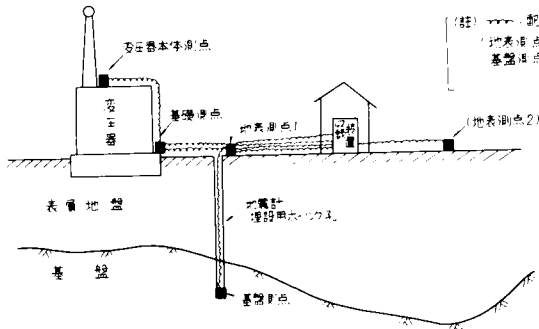


図3.1.6 測点概略図

地点名	測点位置	測点数	観測開始年月日
仙台変電所	基盤(20m)、地表面(最大盛土厚上) 地表面2(2号変圧器側)地表面3(岩盤上) 変圧器基礎上、変圧器本体上	6測点 内2測点は 東北電力研究所 にて実施	54年12月7日
新福島変電所	基盤(150m)地表面(変圧器側中央) 変圧器基礎上、変圧器本体上	4測点	54年11月11日
駿遠変電所	地表面1(変圧器側)岩盤上、地表面2 (盛土上)変圧器基礎上、変圧器本体上	4測点	55年4月13日
紀ノ川変電所	基盤面(20m)地表面(変圧器側中央) 変圧器基礎上、変圧器本体上	4測点	55年4月28日

### 3.1.2 地震観測結果

#### (1) 観測地震

昭和56年1月現在までに観測された地震記録の発震年月日、マグニチュード、震央位置および観測値(最大加速度値)が、各変電所ごとに表3.1.1～4に示されている。同表中の空欄は数値が不明のものである。図3.1.7～10には仙台・新福島・駿遠・紀ノ川各変電所で観測した地震の震央位置が示されている。

今までに観測できた地震回数は66回で、最大マグニチュードは6.9、最大地表面加速度は45 galである。

表3.1.1 観測地震記録(最大加速度値): 仙台変電所

測点  
 G<sub>A</sub>: 露頭岩盤上  
 G<sub>B</sub>: 盛土地表面(変圧器設置箇所)  
 F: 変圧器基礎上  
 T: 変圧器本体上  
 観測方向  
 NS: 変圧器長辺方向  
 EW: 変圧器短辺方向  
 UD: 上下方向  
 単位: gal

地震番号	発震時	マグニチュード	震央	最大加速度値(gal)	仙 台 変 電 所											
					G <sub>A</sub> -NS	G <sub>A</sub> -EW	G <sub>A</sub> -UD	G <sub>B</sub> -NS	G <sub>B</sub> -EW	G <sub>B</sub> -UD	F-NS	F-EW	F-UD	T-NS	T-EW	T-UD
EQ 1	1979. 12. 14 16時45分	3.9	E 141°33' N 36°75'	0.72	0.72	0.87	0.64	398	346	151	204	157	0.76	261	256	1.70
EQ 2	1979. 12. 17 05時22分	4.0	E 141°75' N 38°38'	"	0.94	0.98	0.97	3.78	267	126	290	207	0.70	426	241	1.36
EQ 5	不 明		E N	"	0.98	0.78	0.57	190	202		135	112	0.70	312	284	2.56
EQ 11	不 明		E N	"	3.54	3.92	3.42	1536	1127	480	691	6.72	2.65	1317	3224	8.56
EQ 12	不 明		E N	"	1.70	3.74	1.43	292	630	1.40	4.45	6.59	1.78	806	1932	4.11
EQ 14	不 明		E N	"	1.55	0.95	0.93	3.65	3.18	1.39	3.07	2.23	0.96	6.04	10.93	3.46
EQ 15	1981. 1. 18 18時43分	6.1	E 143°2' N 38°5'	"	1.22	1.72		1.84	2.82	1.22	2.03	3.23	1.00	3.12	5.83	1.43
EQ 16	1981. 1. 19 03時11分	6.1	E 143°2' N 38°6'	"	1.79	1.48		2.62	2.47	1.28	3.61	2.86	1.42	5.48	7.82	2.64
EQ 17	1981. 1. 19 03時17分	7.0	E 143°0' N 38°6'	"	11.36	11.18		1804	2126	882	1964	1915	9.42	2630	5885	13.27
EQ 18	1981. 1. 19 10時14分	6.0	E 143°1' N 38°6'	"	1.20	1.46		1.87	2.94	0.91	2.23	2.36	0.83	3.50	9.22	1.64
EQ 19	1981. 1. 23 04時34分	6.6	E 143°1' N 38°2'	"	4.69	5.62		8.14	10.54	3.80	10.59	11.08	8.08	17.15	34.54	6.87
EQ 20	1981. 1. 23 13時58分	7.1	E 142°2' N 42°4'	"	3.74	4.08		8.05	9.58	3.29	8.08	10.05	3.17	12.30	39.46	8.64
EQ 21	1981. 1. 23 19時22分	6.2	E 143°1' N 38°2'	"	2.08	2.94		4.71	5.77	1.61	5.49	5.53	1.89	9.08	18.04	3.55

測 点  
B : ボーリング孔底  
Gc : ボーリング孔地表面 (最大盛土厚部)

地震番号	発震時	マグニチュード	震 央	仙 台 変 電 所						
				最大加速度 (gal)	B-NS	B-EW	B-UD	Gc-NS	Gc-EW	Gc-UD
EQ 1	1979. 12. 14 16時45分	3.9	E 141° 33' N 36° 75'	"	0.37	0.40	0.30	2.60	1.50	1.20
EQ 2	1979. 12. 17 05時22分	4.0	E 141° 75' N 38° 38'	"	0.85	1.38	0.50	4.32	4.20	2.60
EQ 3	1979. 12. 17 16時20分	4.2	E 142° 0' N 38° 73'	"	1.41	0.80	0.50	4.72	3.52	3.40
EQ 4	1979. 12. 19 07時11分	6.7	E 138° 86' N 37° 71'	"	0.97	0.90	0.39	1.18	1.07	4.00
EQ 5	不 明		E N	"	0.44	0.23	0.31	2.60	1.36	1.58
EQ 6	1980. 1. 25 20時11分	5.1	E 141° 7' N 38° 58'	"	0.58	0.79	0.68	4.68	2.60	2.60
EQ 7	1980. 1. 25 20時11分	5.1	E 141° 7' N 38° 58'	"	0.76	0.95	1.08	4.68	3.60	2.60
EQ 8	1980. 1. 25 20時11分	5.1	E 141° 7' N 38° 58'	"	0.33	0.50	0.32	2.60	1.68	1.28
EQ 9	1980. 2. 4 19時54分	4.6	E 141° 63' N 38° 3'	"	1.27	1.07	0.58	4.10	3.70	3.20
EQ 10	1980. 2. 23 14時51分	6.8	E 146° 55' N 43° 45'	"	0.77	0.90	0.66	2.30	1.50	0.80
EQ 11	不 明		E N	"	3.74	2.75	2.62	24.05	9.86	11.47
EQ 12	不 明		E N	"	2.19	3.26	2.14	8.88	6.75	3.01
EQ 13	不 明		E N	"	3.26	2.76	9.10	20.68	17.70	15.54
EQ 14	不 明		E N	"	1.03	0.75	2.19	5.76	4.51	3.66
EQ 15	1981. 1. 18 18時43分	6.1	E 143° 2' N 38° 5'	"	1.99	1.93	3.32	4.35	5.08	1.45
EQ 16	1981. 1. 19 03時11分	6.1	E 143° 2' N 38° 6'	"	2.51	1.54	3.37	5.36	3.77	2.12
EQ 17	1981. 1. 19 03時17分	7.0	E 143° 0' N 38° 6'	"	12.43	14.66	18.64	34.04	31.14	18.63
EQ 18	1981. 1. 19 10時14分	6.0	E 143° 1' N 38° 6'	"	1.71	1.72	3.51	4.63	4.25	2.18
EQ 19	1981. 1. 23 04時34分	6.6	E 143° 1' N 38° 2'	"	4.73	6.13	10.89	21.25	18.24	7.39
EQ 20	1981. 1. 23 13時58分	7.1	E 142° 2' N 42° 2'	"	3.51	4.64	3.88	16.86	12.79	7.54
EQ 21	1981. 1. 23 19時22分	6.2	E 143° 1' N 38° 2'	"	2.49	2.78	5.55	9.08	8.31	3.29

表 3.1.2 観測地震記録 (最大加速度値) : 新福島変電所

測 点  
B : ボーリング孔底  
G : 地表面  
F : 変圧器基礎上  
T : 変圧器本体上  
観測方向  
X : 変圧器短辺方向  
Y : 変圧器長辺方向  
Z : 上下方向  
単位 : gal

地質 番号	発震時	マグニ チュード	震 央	新 福 島 変 電 所												
				最大加 速度(gal)	B-X	B-Y	B-Z	G-X	G-Y	G-Z	F-X	F-Y	F-Z	T-X	T-Y	T-Z
EQ 1	1979. 11. 19 03時11分	4.5	E 141°24' N 37°31'	"	2.24	2.36		6.89	8.17	4.23	5.10	5.19	4.22	6.74	6.67	2.85
EQ 2	1979. 11. 25 19時15分	5.4	E 141°00' N 36°41'	"	2.78	2.90		7.45	5.99	4.67	5.55	5.04	4.21	7.76	9.17	3.24
EQ 3	1979. 12. 19 20時41分	4.9	E 141°11' N 36°26'	"	(179)	(109)		364 (347)	647 (624)	283 (231)	425 (420)	592 (572)	285 (285)	1122 (1122)	870 (857)	485 (485)
EQ 4	1980. 1. 9 14時10分	3.7	E 140°37' N 37°38'	"	2.68	2.21		8.96	1360	3.94	5.89	6.85	4.10	1699	21.04	7.15
EQ 5	1980. 1. 25 20時11分	5.1	E 141°42' N 38°35'	"	3.64	3.73		8.46	8.55	5.52	7.36	8.28	4.75	22.80	18.40	7.28
EQ 6	1980. 2. 4 19時54分	4.6	E 141°38' N 37°18'	"	6.76	10.07		3343	27.57	13.71	20.24	20.58	10.86	91.19	67.86	19.15
EQ 7	1980. 2. 4 23時17分	3.3	E 141°38' N 37°21'	"	1.80	1.41		3.76	4.75	2.76	3.68	2.94	3.42	6.65	12.88	3.64
EQ 8	1980. 2. 13 01時41分	4.2	E 140°47' N 36°34'	"	2.16	1.76		7.52	8.55	4.60	4.60	4.60	3.80	11.40	11.96	6.37
EQ 9	1980. 2. 14 15時21分	3.5	E 141°20' N 37°35'	"	1.26	1.06	1.46	5.26	3.99	2.94	2.94	2.21	1.90	6.08	5.89	4.00

地質 番号	発震時	マグニ チュード	震 央	新 福 島 変 電 所												
					B-X	B-Y	B-Z	G-X	G-Y	G-Z	F-X	F-Y	F-Z	T-X	T-Y	T-Z
EQ 10	1980. 3. 12 12時22分	5.6	E N 140°31' 34°57'	"	2.00	2.23	1.73	5.22	6.51	3.86	4.23	3.91	3.35	13.67	15.81	6.55
EQ 11	1980. 3. 26 03時19分	3.7	E N 141°54' 37°24'	"	1.09	1.22	0.72	2.95	3.50	1.47	3.23	2.27	2.05	9.39	8.93	2.82
EQ 12	1980. 3. 30 04時16分	4.3	E N 141°33' 37°04'	"	1.42	1.36	1.48	4.14	5.02	3.68	3.03	2.60	3.26	11.44	8.00	4.46
EQ 13	1980. 3. 30 06時55分	3.8	E N 141°34' 37°55'	"	0.80	1.04	0.72	4.68	3.35	2.94	2.06	1.67	1.67	3.81	4.37	2.91
EQ 14	1980. 3. 31 16時33分	5.9	E N 135°31' 35°30'	"	8.30	11.93	7.85	16.48	20.04	9.20	20.90	18.63	9.94	37.20	36.54	10.56
EQ 15	1980. 4. 15 04時33分	4.0	E N 141°42' 37°55'	"	1.82	1.77	1.33	4.23	8.56	3.40	5.13	5.62	3.83	9.49	20.46	7.28
EQ 16	1980. 4. 22 14時35分	6.6	E N 137°55' 32°09'	"	9.17	6.14	5.49	14.40	13.02	7.46	15.15	14.04	6.91	42.01	23.81	10.01
EQ 17	1980. 5. 7 04時25分	4.2	E N 141°38' 36°59'	"	2.22	1.22	1.30	5.40	7.07	3.50	5.25	3.91	4.37	17.95	13.49	6.92
EQ 18	1980. 5. 12 01時01分	4.4	E N 140°04' 36°12'	"	1.82	1.57	1.15	2.95	3.76	1.99	3.47	3.76	1.71	10.88	9.30	2.91
EQ 19	1980. 6. 29 16時20分	6.7	E N 139°14' 34°55'	"	1.45	1.43	1.25	2.03	2.17	1.40	1.90	2.27	1.52	5.42	3.97	1.69
EQ 20	1980. 6. 30 01時19分	5.1	E N 141°47' 37°48'	"	5.94	4.16	4.23	17.68	15.92	11.09	10.16	10.47	7.42	43.95	27.70	14.35
EQ 21	1980. 7. 13 05時13分	4.6	E N 141°56' 37°18'	"	3.82	2.19	2.35	9.19	7.72	4.32	6.45	6.92	6.22	20.87	23.17	7.50
EQ 22	1980. 7. 16 17時19分	5.2	E N 141°49' 37°19'	"	3.87	3.97	2.89	8.63	11.55	5.57	8.26	8.06	6.75	22.43	22.60	8.33
EQ 23	1980. 9. 24 04時10分	5.4	E N 139°48' 35°58'	"	6.47	4.68	3.95	8.96	10.48	4.74	10.98	12.16	4.74	29.32	22.75	6.94
EQ 24	1980. 9. 25 02時54分	6.1	E N 140°13' 35°31'	"	4.30	5.43	3.45	8.67	9.14	4.78	8.55	9.30	4.45	25.44	17.91	5.79
EQ 25	1980. 9. 29 06時37分	5.0	E N 141°47' 38°45'	"	2.44	3.55	2.42	8.15	11.14	4.74	6.68	8.22	5.12	28.83	22.65	6.57
EQ 26	1980.10. 3 02時47分	4.7	E N 141°18' 37°01'	"	14.65	17.86	7.78	44.66	44.05	13.12	46.44	45.96	11.48	101.19	122.18	34.27
EQ 27	1980.10. 9 11時07分	5.1	E N 141°00' 36°20'	"	1.98	3.03	2.18	6.59	7.38	4.31	5.28	6.20	4.78	17.67	19.15	6.94
EQ 28	1980.11. 3 10時06分	5.1	E N 140°43' 38°14'	"	4.68	4.82	4.97	12.70	11.77	7.24	11.76	10.58	6.73	28.90	24.97	9.28
EQ 29	1981. 1. 19 03時17分	7.0	E N 142°58' 38°36'	"	7.14	6.00	6.93	10.73	10.09	7.01	10.37	10.93	7.19	34.30	17.94	9.41
EQ 30	1981. 1. 23 13時58分	7.1	E N 142°12' 42°25'	"	5.95	5.72	5.33	15.20	14.58	8.72	12.70	10.82	7.65	40.00	24.24	11.18
EQ 31	1981. 1. 28 12時47分	5.0	E N 139°51' 36°10'	"	5.95	4.72	3.73	11.18	12.36	6.42	10.05	14.37	6.55	27.43	35.15	7.71

表 3.1.3 観測地震記録(最大加速度値):駿遠変電所

測 点  
 G<sub>S</sub>:盛土地表面  
 G:岩盤地表面(変圧器側)  
 F:変圧器基礎上  
 T:変圧器本体上

観測方向  
 X:変圧器短辺方向  
 Y:変圧器長辺方向  
 Z:上下方向

単位: gal

地 番号	発震時	チマ グニ ドニ	震 央		駿 遠 変 電 所											
					G <sub>S</sub> -X	G <sub>S</sub> -Y	G <sub>S</sub> -Z	G-X	G-Y	G-Z	F-X	F-Y	F-Z	T-X	T-Y	T-Z
EQ 1	1980. 6. 29 16時20分	6.7	E N 139°14' 34°55'	最大加速 度(gal)	6.96	7.97	2.59	2554	16.87	6.41	5.47	7.34	2.79	19.10	14.59	4.11
EQ 2	1980. 9. 1 21時49分	4.1	E N 137°31' 35°07'	"	1.82	1.32	0.77	6.07	3.80	3.27	1.31	1.27	0.85	5.35	2.40	1.68
EQ 3	1980. 9. 28 02時47分	3.7	E N 138°38' 34°36'	"	1.76	1.29	0.73	7.31	6.04	2.21	1.44	1.33	0.62	5.14	4.34	1.93
EQ 4	1980. 9. 29 10時05分	4.0	E N 137°39' 34°43'	"	6.64	5.83	1.77	28.25	15.68	4.60	5.80	5.02	1.45	26.37	14.60	4.33

表 3. 1. 4 観測地震記録(最大加速度値)紀ノ川変電所

測点  
 B: ボーリング孔底  
 G: 地表面  
 F: 変圧器基礎上  
 T: 変圧器本体上

観測方向  
 X: 変圧器短辺方向  
 Y: 変圧器長辺方向  
 Z: 上下方向

単位: gal

地震 番号	発震時	マグ ニ チュー ド	震 央	紀 ノ 川 変 電 所												
				最大加 速 (gal)	B-X	B-Y	B-Z	G-X	G-Y	G-Z	F-X	F-Y	F-Z	T-X	T-Y	T-Z
EQ 1	1980. 8. 22 12時36分		E N					2.11	2.00		1.34	2.85		2.44	14.63	
EQ 2	1980. 8. 26 19時03分	2.8	N	135°15' 34°15'	#	2.21	3.45		6.26	6.10		2.48	5.58		9.00	16.10
EQ 3	1980. 9. 1 17時21分	2.7	N	135°18' 34°14'	#				2.74	1.80		1.62	2.60		2.90	14.63
EQ 4	1980. 9. 7 22時05分		N		#				8.56	11.90		3.63	5.99		7.00	25.85
EQ 5	1980. 9. 18 14時17分	3.5	N	135°15' 34°06'	#	2.90	3.79		11.49	9.50		4.77	4.79		10.80	32.98
EQ 6	1980. 9. 25 01時01分	2.5	N	135°19' 34°14'	#	2.70	1.31		5.38	5.20		6.40	2.27		9.50	20.98
EQ 7	1980. 10. 7 07時33分	3.6	N	135°04' 34°08'	#	1.27	0.90		4.32	2.40		2.46	1.71		6.50	10.24
EQ 8	1980. 10. 10 17時50分		N		#	2.28	3.42		10.02	8.30		5.73	6.28		11.00	29.76
EQ 9	1980. 12. 18 23時28分	2.8	N	135°14' 34°18'	#	8.10	5.69		5.36	4.75		3.34	1.87		5.98	8.48
EQ 10	1980. 12. 18 23時37分	2.5	N	135°13' 34°14'	#	4.78	4.14		4.25	3.43		2.38	1.84		4.93	6.57
EQ 11	1980. 12. 18 23時40分	3.1	N	135°13' 34°16'	#	7.75	4.92		6.12	3.92		4.43	2.68		6.65	7.67
EQ 12	1980. 12. 20 03時03分	3.1	N	135°12' 34°13'	#	4.99	3.16		3.54	3.44		3.08	2.90		5.41	9.62

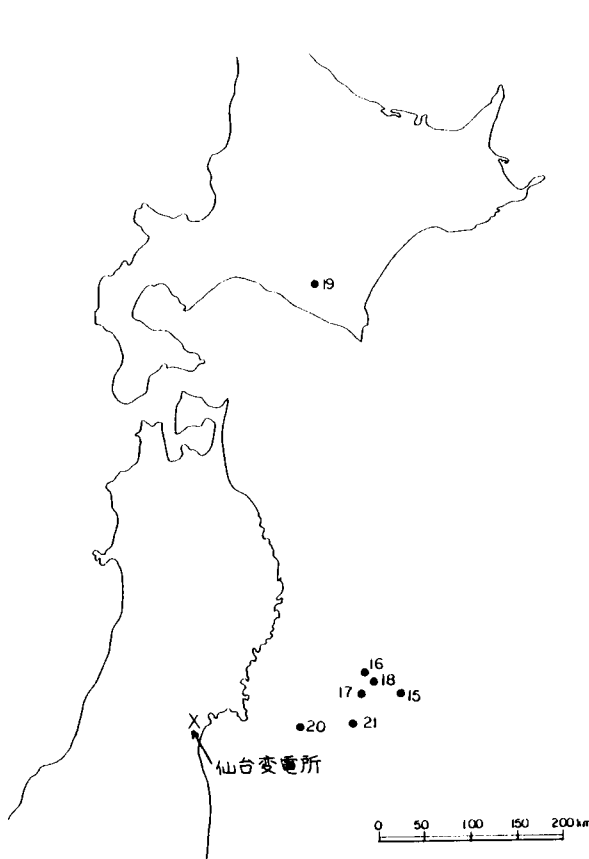


図 3. 1. 7 仙台変電所観測地震震源位置

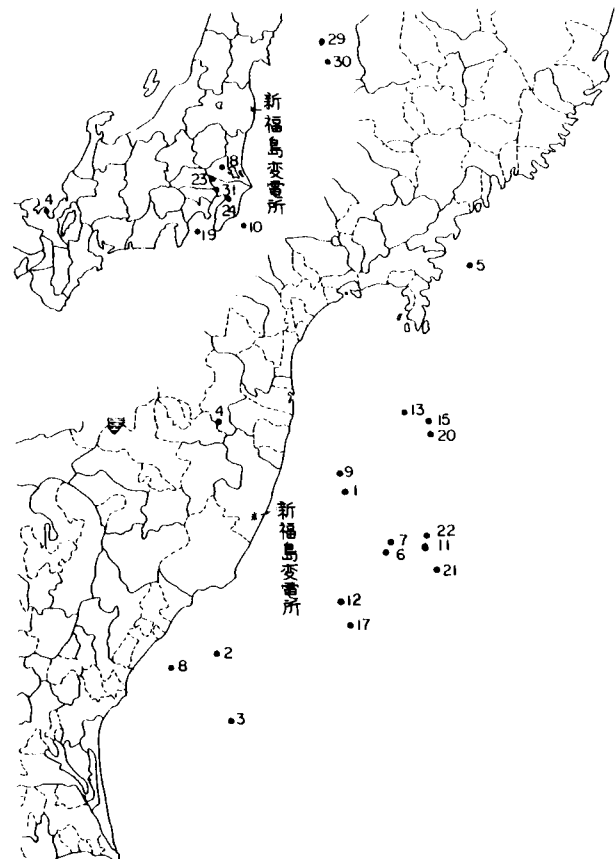


図 3. 1. 8 新福島変電所観測地震震源位置





図 3.1.9 駿遠変電所観測地震震源位置



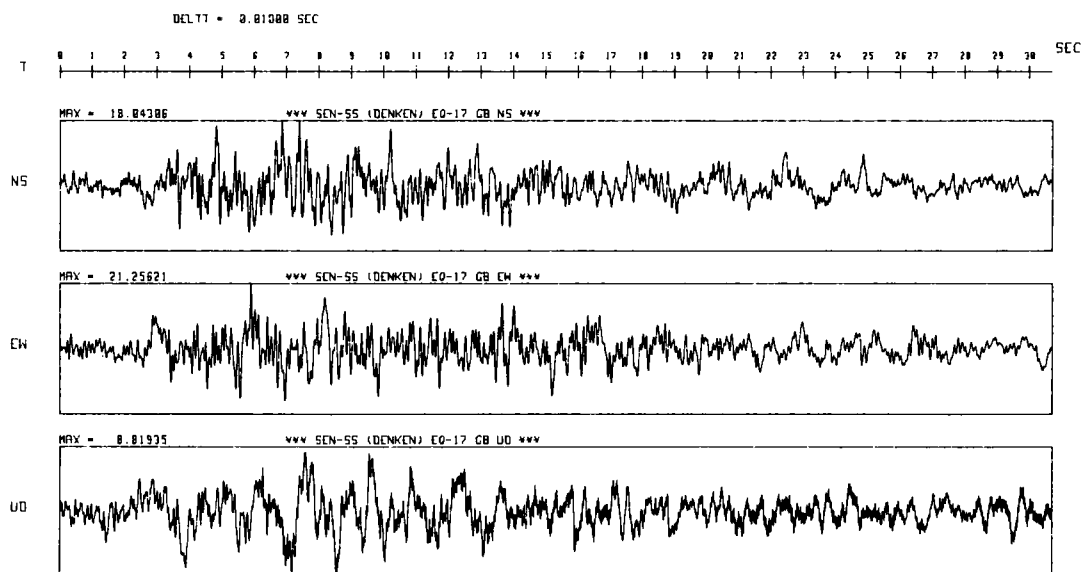
図 3.1.10 紀ノ川変電所観測地震震源位置

## (2) 地震波形

各変電所で最大地表面加速度値を記録した観測波形が図 3.1.11 に示されている。仙台変電所での波形はマグニチュード 6.9 と比較的大きな地震であるため継続時間は 10 秒以上と長いのに対し、他地点の波形はマグニチュード 5 以下の小さな地震で継続時間は 2 秒程度と短い。

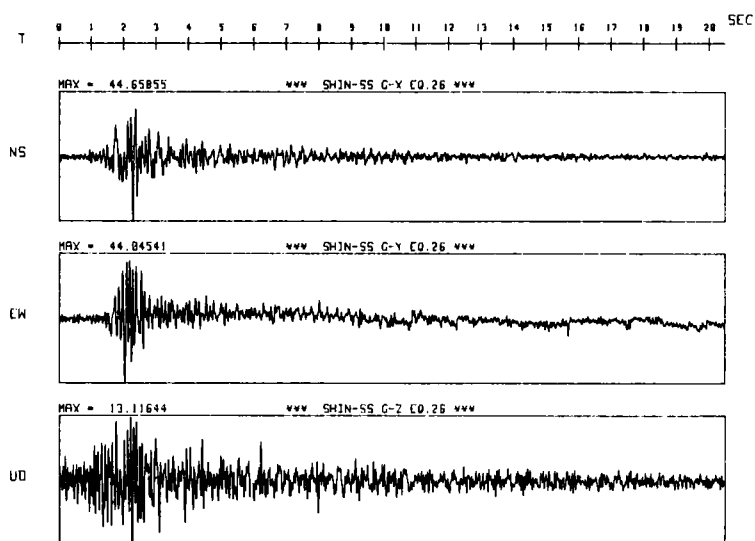
参考のために、新福島変電所で観測したマグニチュード 6.6 の観測波形と駿遠変電所で観測したマグニチュード 6.7 の観測波形が図 3.1.12 に示されているが、両波形とも継続時間は 10 秒以上と長い。

変電機器の耐震強度は、土質材料のように繰り返し荷重で決まるというよりは最大応答値で決まり、また、第 1 章で、指摘したように地震規模の小さな地震（山梨県東部地震 M 5.5）でも被害が発生していることから、継続時間、またはマグニチュードが最大応答値に与える影響についての検討も必要になる。

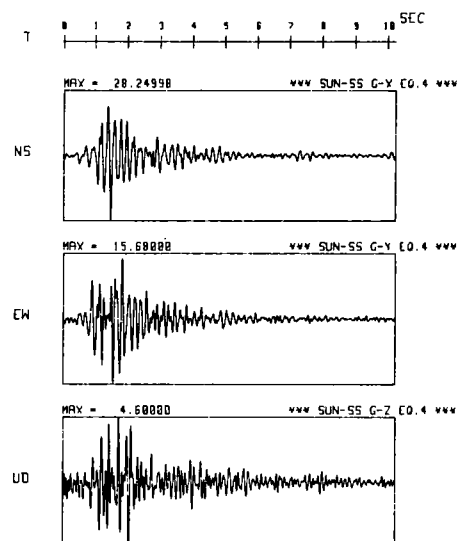


(i) 仙台変電所 (M 6.9)

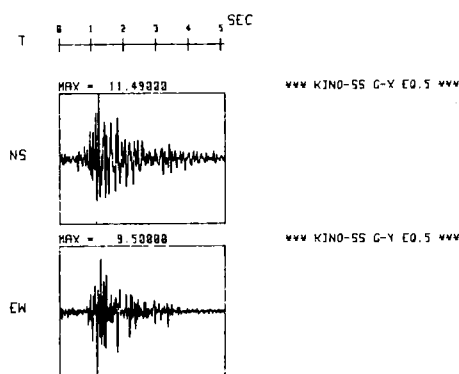
図 3.1.11 最大加速度値を示した時の地表面地震記録の波形例



(ii) 新福島変電所 ( M 4.7 )

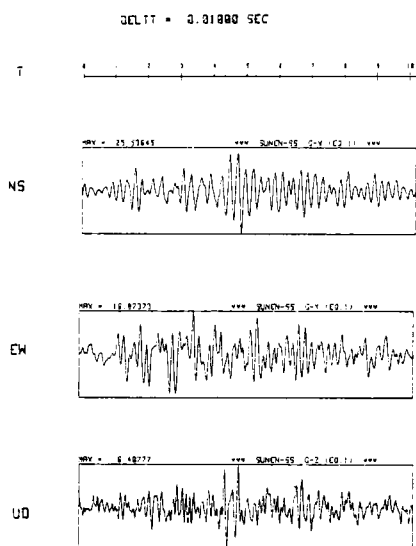


(iii) 駿遠変電所 ( M 4.0 )

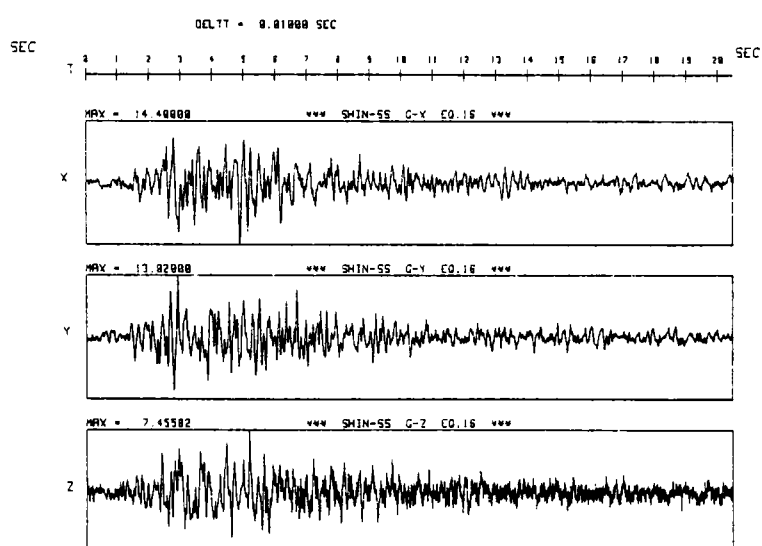


(iv) 紀ノ川変電所 ( M 3.5 )

図 3.1.11 (つづき) 最大加速度値を示した時の地表面地震記録の波形例



(i) 駿遠変電所 ( M 6.7 )



(ii) 新福島変電所 ( M 6.6 )

図 3.1.12 マグニチュード 6.6 と 6.7 の地震に対する地表面地震記録例

### (3) 最大加速度応答スペクトル値

変電機は、第2章で説明したように1次モードを対象として検討する必要がある、最大応答値に着目しなければならない。この観点から、観測された基盤と地表面波形に対する1質点系の最大応答加速度値について検討する。

1質点系でモデル化する場合、その応答に影響を与える因子として、固有振動数と減衰定数が考えられる。変電機を対象とするため前章での検討結果から対象とする固有振動数範囲を0～20Hz、減衰定数を1%、5%、10%、20%とした。ただし、変電機の一般的な特性を検討するときには、変電機の減衰定数の代表値として一般に使用される5%を使用した。

図3.1.13には、減衰定数1%、5%、10%、20%の1質点系の固有振動数を0～20Hzまで変化させ、(2)で示した観測波に対して各固有振動数ごとに求めた最大応答値が固有振動数の関係として示されている。この種の図は「応答スペクトル」<sup>1)</sup>と呼ばれ、本図では加速度応答を対象としているので「加速度応答スペクトル」と呼ばれる。なお、縦軸には最大入力加速度値 $\ddot{y}$ に対する最大応答加速度値 $(\ddot{x} + \ddot{y})_{\max}$ の比、すなわち、応答加速度倍率 $\beta_m$  ( $= (\ddot{x} + \ddot{y}) / \ddot{y}$ )を使用しているので「規準化加速度応答スペクトル」と一般に呼ばれているものである。

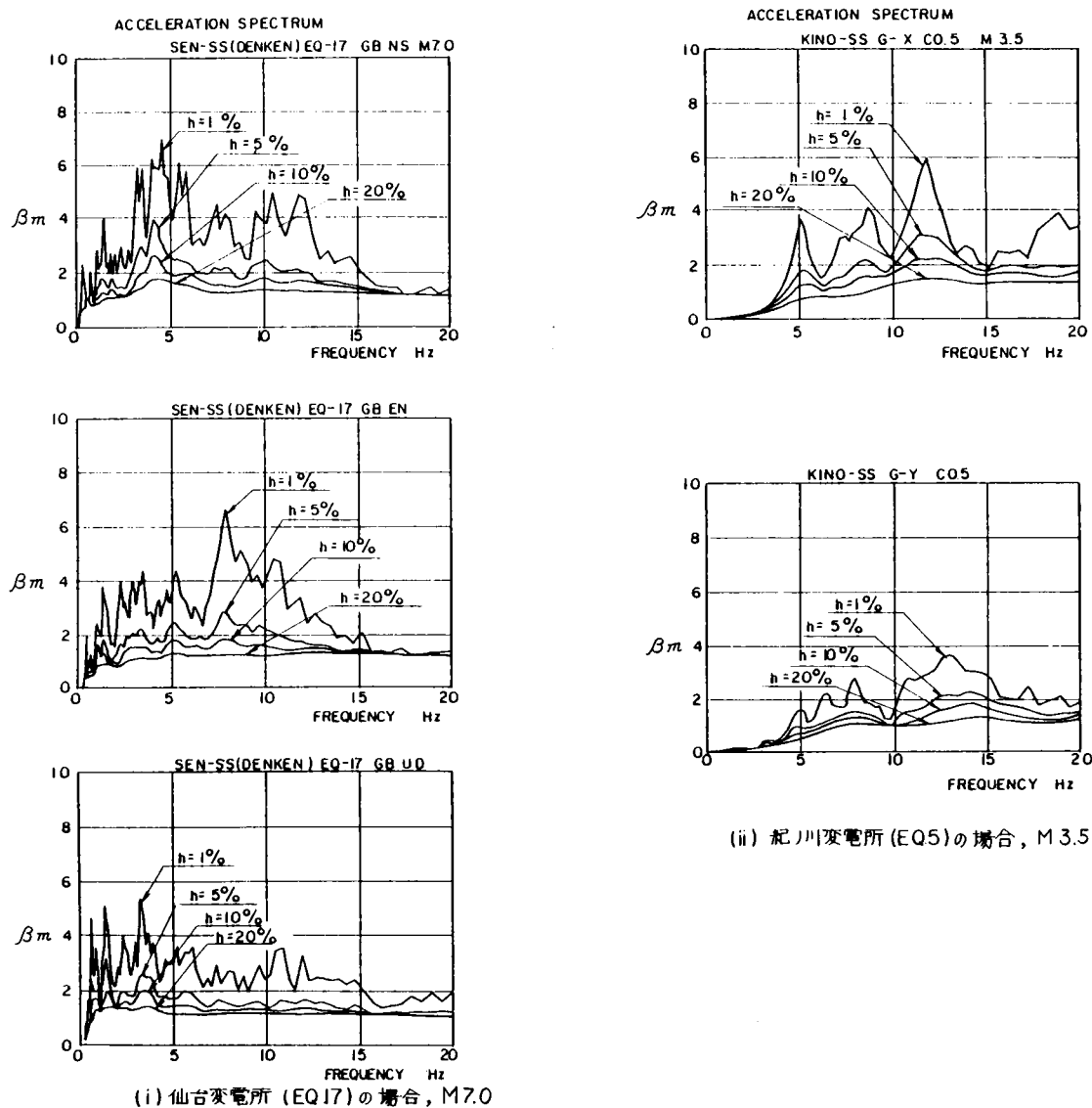
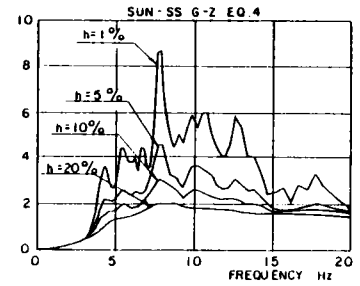
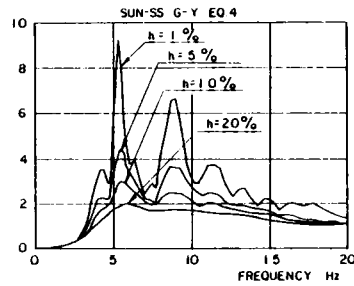
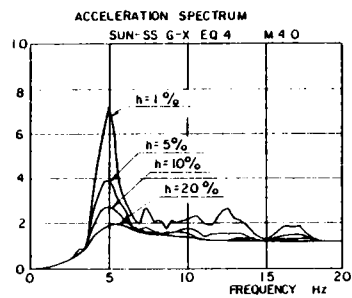
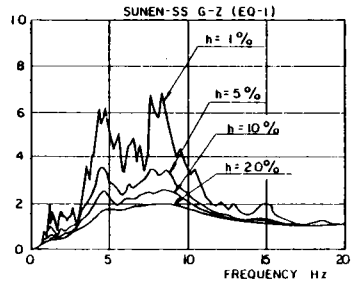
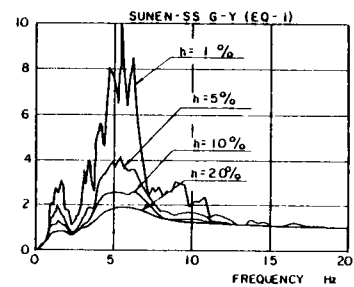
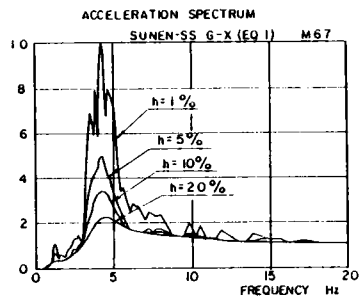


図3.1.13 加速度応答スペクトル例

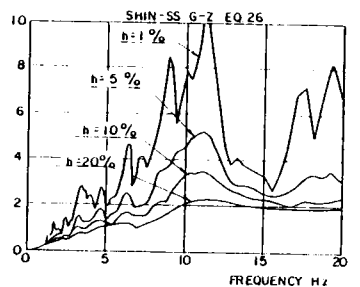
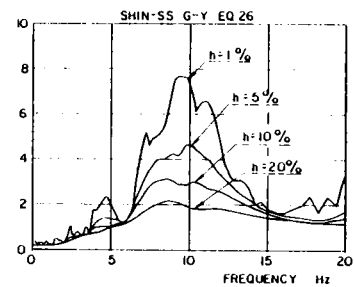
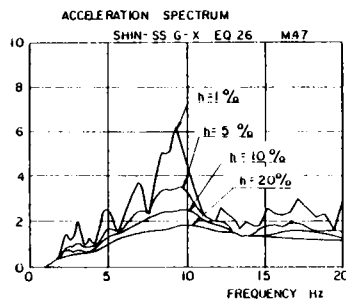


(EQ. 4 の場合, M 4.0)

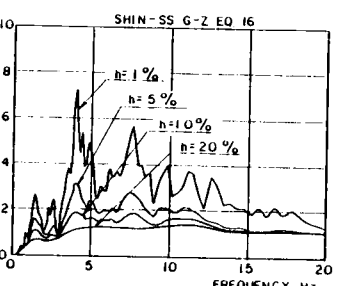
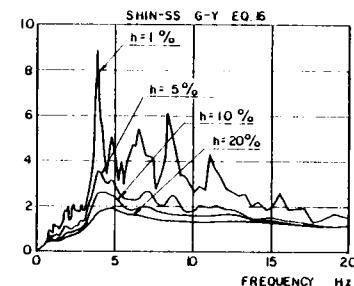
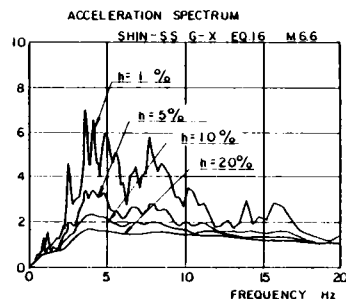


(EQ. 1 の場合, M 6.7)

(ii) 駿遠発電所



(EQ. 26 の場合, M 4.7)



(EQ. 16 の場合, M 6.6)

(iv) 新橋島発電所

図 3.1.13 (つづき) 加速度応答スペクトル例

図 3.1.14, 15 には, 今までに観測できた地震波に対して求めた規準化加速度応答スペクトルのそのスペクトルごとの  $\beta_m$  の最大値  $\beta_{m, \max}$  と, その値を示す固有振動数  $f_n$  がマグニチュード  $M$  に対して, それぞれ示されている。ここに  $\beta_{m, \max}$  は, 地震動の卓越振動数に 1 質点系の固有振動数が一致し, 対象とした地震動に対して想定する最大の応答値を意味し,  $f_n$  は地震動の卓越振動数と考えられる。これらの図より次のことがわかる。

- ① 基盤波形に対する  $\beta_{m, \max}$  は、 $M$  が大きくなるにつれ小さくなる傾向を示している。しかし、地表面波形になると  $\beta_{m, \max}$  は、幾分そのバラツキが大きくなるものの、マグニチュード依存性は認められなくなる。
- ② 最大応答加速度倍率  $\beta_{m, \max}$  を示す振動数  $f_n$  は明らかにマグニチュード依存性を示し、基盤波形および地表面波形とも、 $M$  が 6 以下では 10 Hz 以上を示す波形が多くあるのに対し、 $M$  が 6 以上になると 10 Hz 以下になることがわかる。なお、 $M$  が 6 以上に対して、基盤波形は 5 Hz 以下を示すのに対し、地表面波形は 10 Hz 近くにも値が散在するのは、基盤上に存在する地表層が振動系を構成した結果と考えられる。

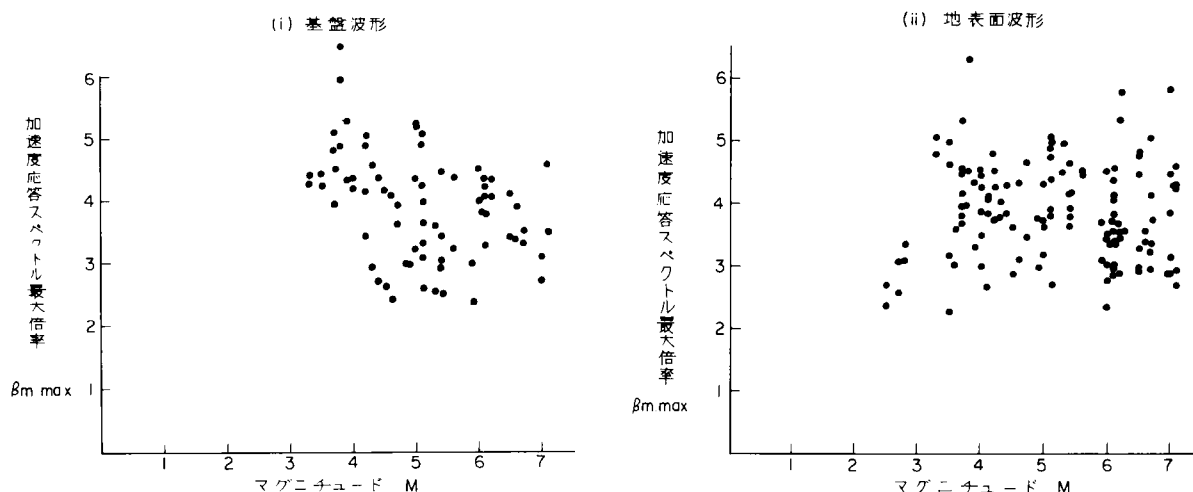


図 3.1.1.4 加速度応答スペクトル最大倍率  $\beta_{m, \max}$  とマグニチュード  $M$  の関係 (減衰定数 5%)

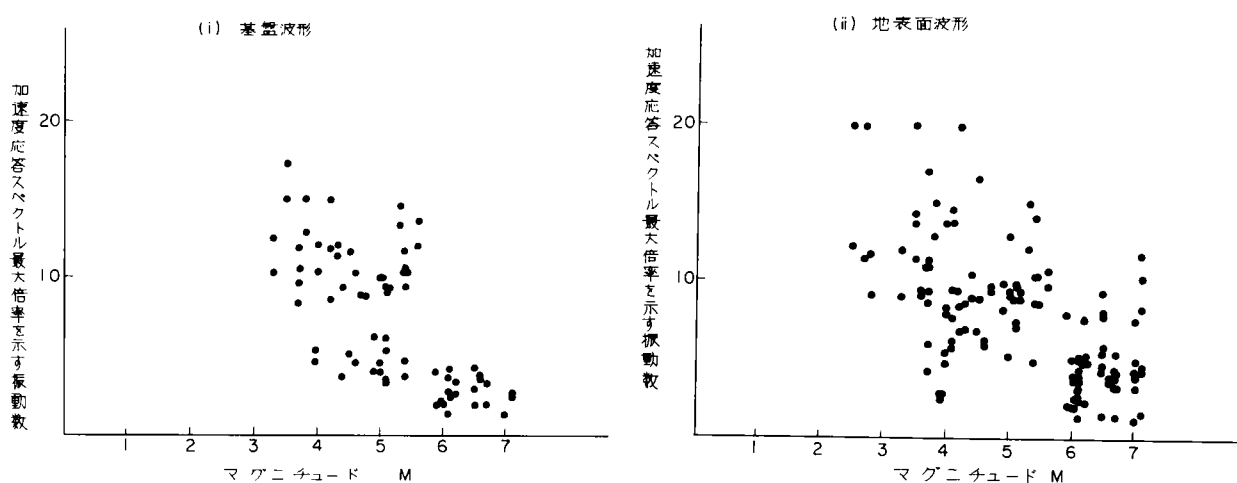


図 3.1.1.5 加速度応答スペクトル最大倍率  $\beta_{m, \max}$  を示す振動数  $f_n$  とマグニチュード  $M$  の関係 (減衰定数 5%)

図 3.1.1.6 には 新潟県変電所での基盤波形と地表面波形の  $\beta_{m, \max}$  と  $f_n$  との関係が示されている。この図より、基盤観測波形の  $\beta_{m, \max}$  は、2 グループ ( $f_n$  が 7 Hz 以下のグループと 8 Hz 以上のグループ) に分類することができるのに対し、地表面波形になるとそのような様相を示さなくなることがわかる。この原因を検討するため、基盤波形に対して得られた 2 グループ (7 Hz 以下のグループ、8 Hz 以上のグループ) の震源位置を図 3.1.1.7 に 区別して示した。この図より、震源位置の近い地震は「8 Hz 以上」のグループに属し、遠くの地震は「7 Hz 以下」のグループに属することがわかる。 $f_n$  は地震動の卓越振動数に相当すると考えられるから、この事実は一般にいわれている地震動の特性に一致する。また、地表面波形にそのような特性が認められないのは、地表層による選択共振のため地表層の振動特性が地表面波形に著しく影響したためと考えられる。

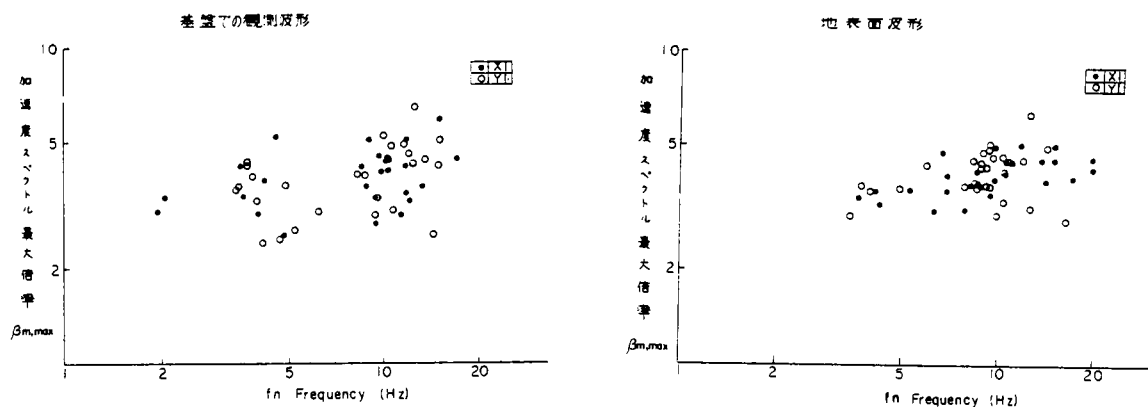


図 3.1.1.6 加速度応答スペクトル最大倍率  $\beta_{m,max}$  とその時の振動数  $f_n$  との関係（新福島変電所，減衰定数 5 %）

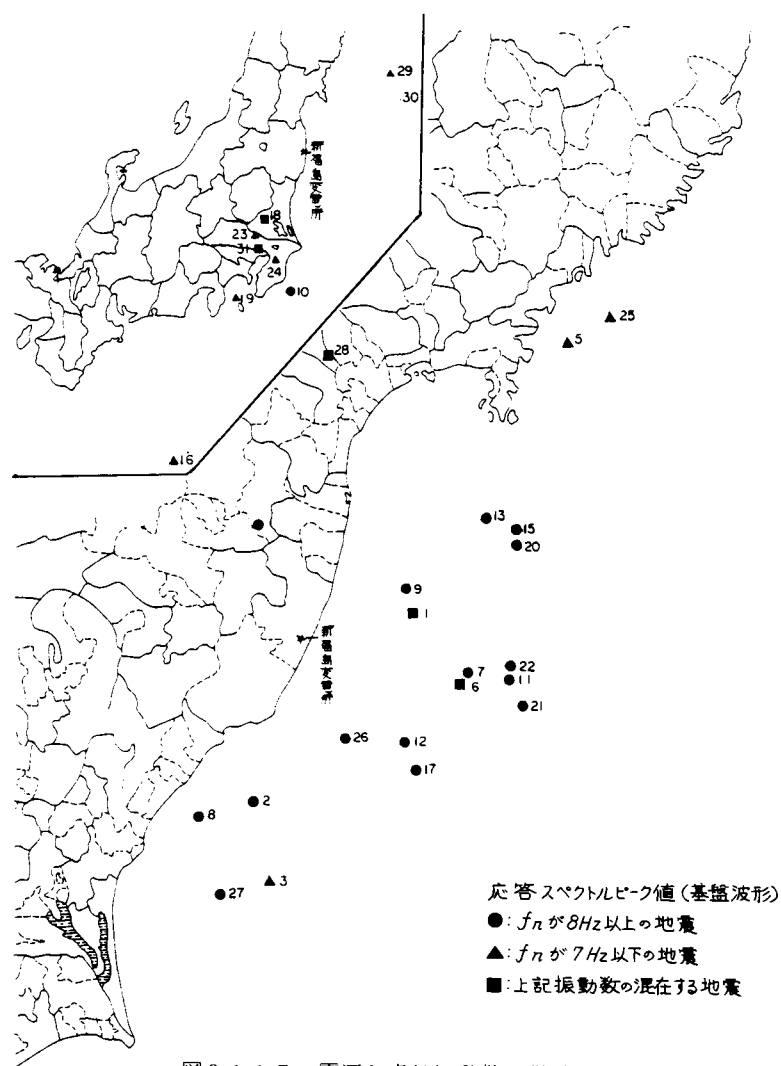


図 3.1.1.7 震源と卓越振動数の関係

図 3.1.1.8 には地表面波形に対する  $\beta_{m,max}$  と共振正弦  $n$  波波形に対する応答倍率が比較して示されている。ここに「共振正弦  $n$  波」とは、変電機器（1 質点系でモデル化）の固有振動数（減衰定数が小さくときには、共振振動数に一致）に等しい振動数を有する正弦波形を  $n$  波連続して入力する波形を意味する。この図より地表面波形に対する  $\beta_{m,max}$  は共振正弦 3 波入力に対する応答を越えるものが 1 波しかないこと、共振正弦 2 波入力に対する応答を越えるものも少ないことがわかる。

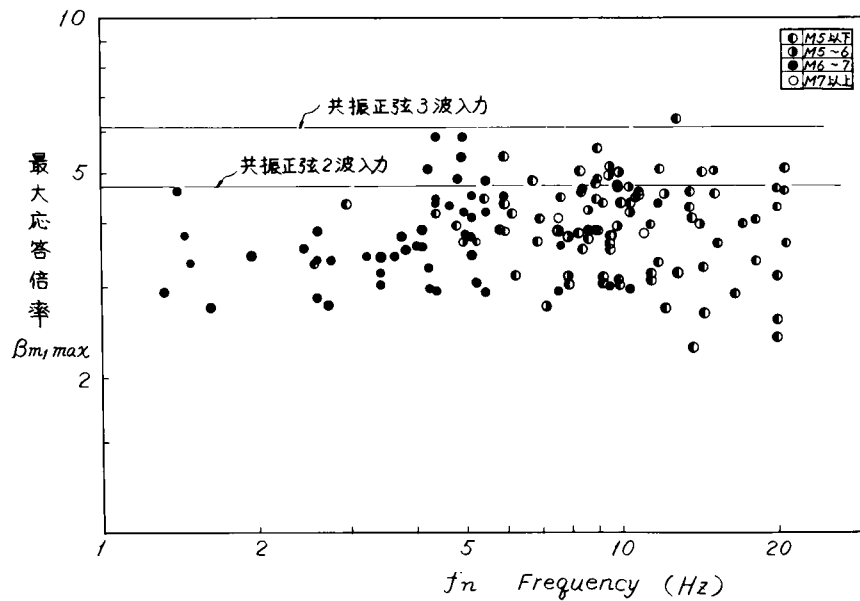


図 3. 1. 1 8 地震波応答と共振正弦 2 波, 3 波入力応答との比較 (減衰定数 5 %)

#### (4) 水平動成分と上下動成分の比

基盤での観測地震動と地表面での観測地震動を用いて水平動成分加速度値に対する上下動成分加速度値の比を求め、図 3. 1. 19 に示した。これらの図より次のことがわかる。

- ① 基盤での地震動の水平動成分に対する上下動成分の比は 1.0 近くの例が多い。
  - ② 地表面での地震動になると、その比が小さくなり、0.5 以下のものも多く、平均値として 0.5 程度と考えられる。
- すなわち、一般の地盤ではなんらかの堆積層が存在していると考えられるため、この観測結果は水平成分の  $\frac{1}{2}$  を上下成分とする従来の考え方の妥当性を示すものと考えられる。

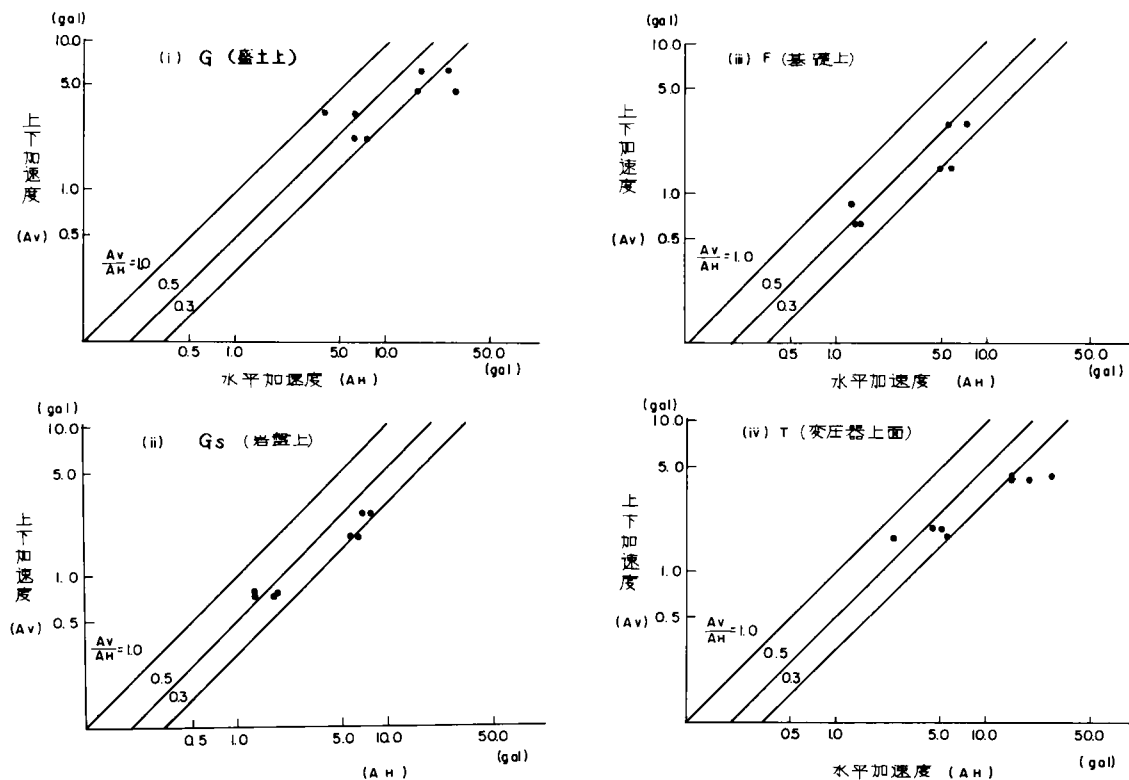
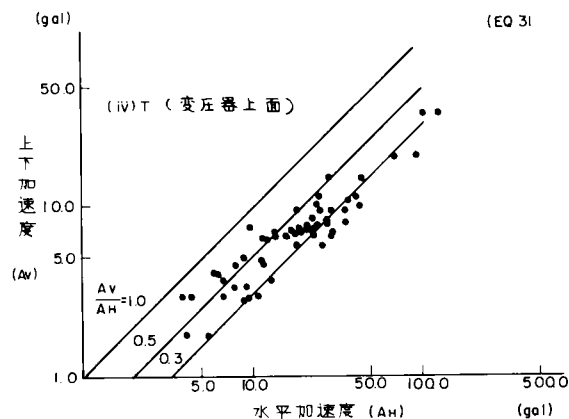
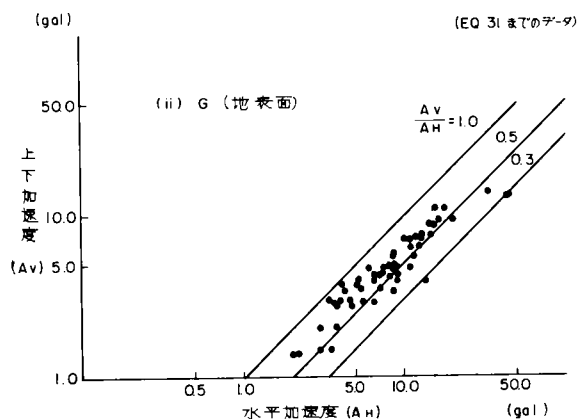
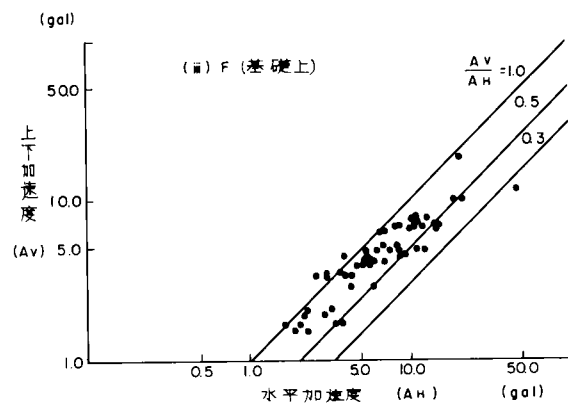
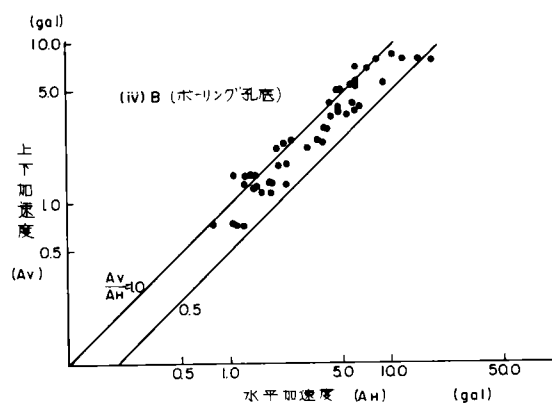


図 3. 1. 1 9 (i) 上下動と水平動の振幅比 (駿速変電所)



(ii)上下動と水平動の振幅比 (新福島変電所)

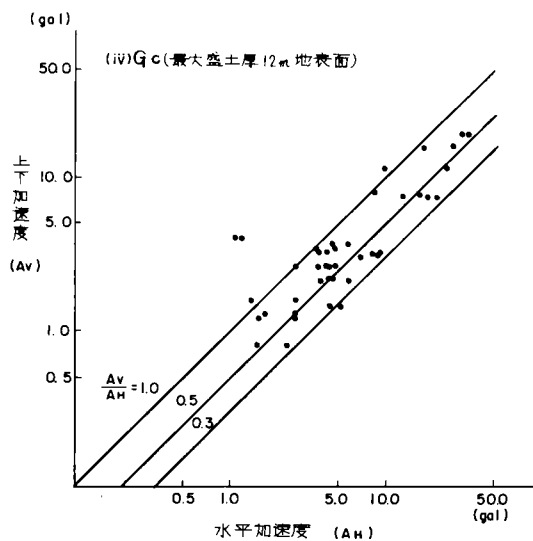
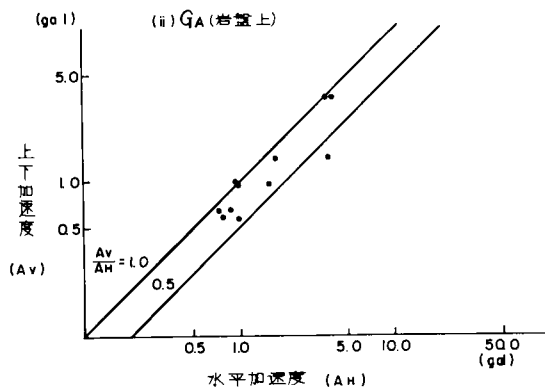
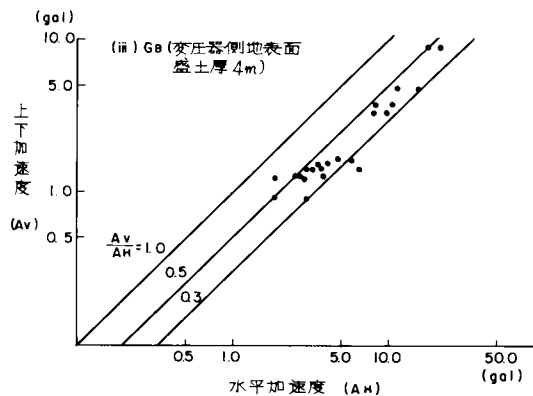
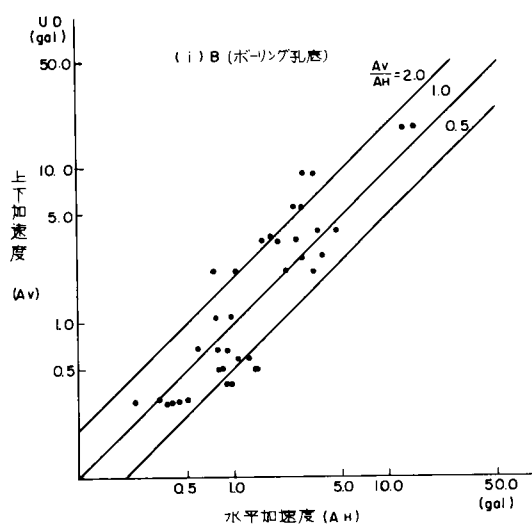


図 3.1.19 (つづき) (iii)上下動と水平動の振幅比 (仙台変電所)



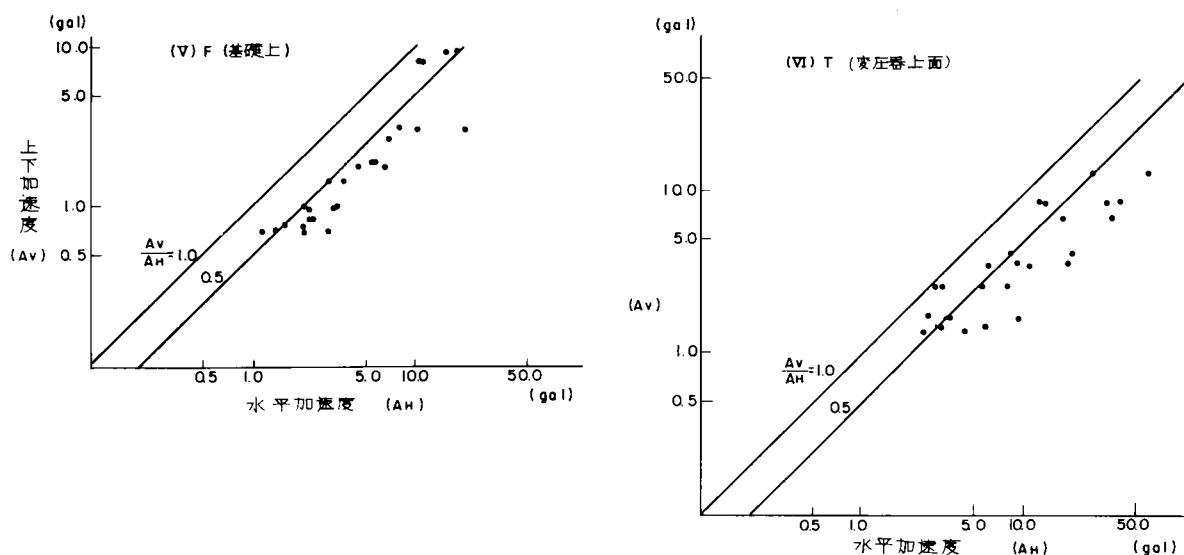
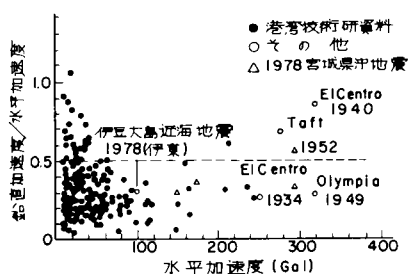


図 3.1.19 (つづき) (iv) 上下動と水平動の振幅比 (仙台変電所)



参考図 上下動と水平動の振幅比<sup>19)</sup>

##### (5) 地震動の局所特性

変電所地盤は、第2章で説明したように、同一構内が一様な地盤であることは少なく、地表面地震動にその影響が現われる。例えば、1978年宮城県沖地震における仙台変電所被害の特色の1つは、同一型式の機種が設置箇所の違いにより被害の程度に差が生じた点であった。この原因は第1章でも検討したように地震動の局所特性に基づくものであったと考えられる。仙台変電所の場合、その広さは240 m×420 m程度であるが、この程度の広がりでも、地表面地震動にどの程度の差が生じるものかを地震観測結果から検討した。

図 3.1.20 には、地震計設置箇所が示されている。各設置箇所の地盤柱状図は、すでに図 3.1.2 に示したが、各設置箇所の特徴を示せば下記ようになる。

- 測点  $G_A$  : 露頭部
- 測点  $G_B$  : 盛土部(「盛土+旧表土部」厚さ約5 m)
- 測点  $G_C$  : 盛土部(盛土厚約12 m)
- 測点  $G_D$  : 地山部(表 3.1.1 に示した地震中 EQ 1～3 のみ観測)
- 測点 B : 基盤(深度-23.8m, 岩盤中)

図 3.1.20 には、各測点の観測値が基盤測点 B に対する最大加速度比として示されている。この図より次のことがわかる。

- ① 露頭部は解放基盤面に相当するため、もし基盤(B)で入射波成分のみを観測しているとすれば2倍の値を示すべきである。しかし、本地点では、露頭部の観測値は基盤の値に比べ0.5～2倍の値とばらつくけれども平均値としてはほぼ等しい値を示している。

② 盛土が厚くなるにつれ基盤に対する増幅率も大きくなり、測点G<sub>B</sub>で約2倍、測点G<sub>C</sub>で約4倍にもなる。

③ 地山部(G<sub>D</sub>)は観測地震数が少ないため詳細な検討はできないが、地震動が増幅していることは明らかである。

以上の結果は、表3.1.1からもわかるように比較的小さな加速度の地震動に対する結果である。しかし、同一変電所構内という狭い領域において、地表面地震加速度値に4倍程度も差の生じた事実は注目しなければならない。

駿速変電所においても、地表面に下記の2測点を設け同様の検討を行なった。

測点G<sub>S</sub>：露頭部

測点G：盛土部(盛土厚約6m)

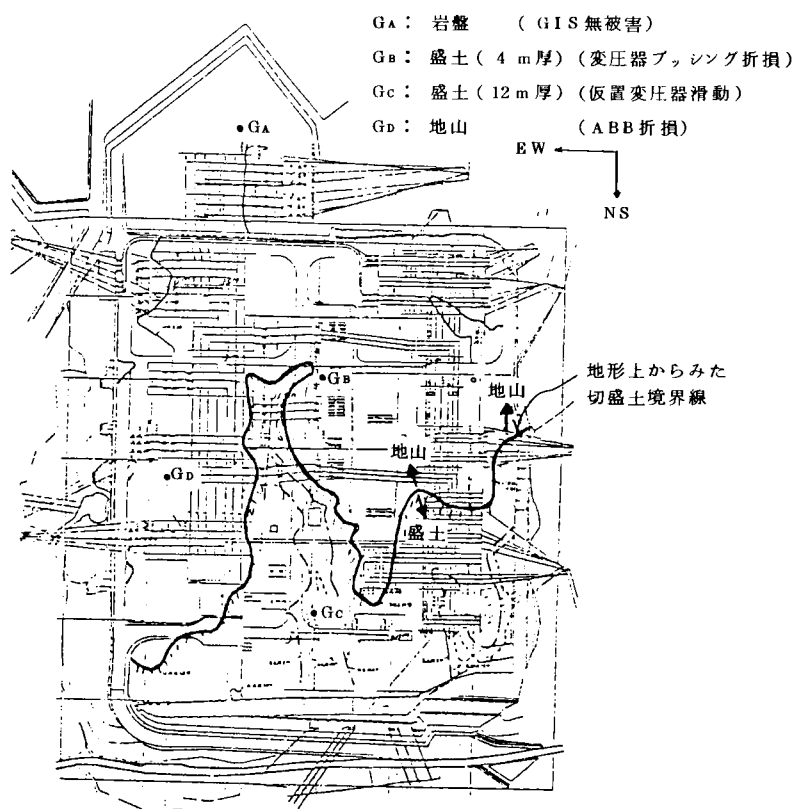
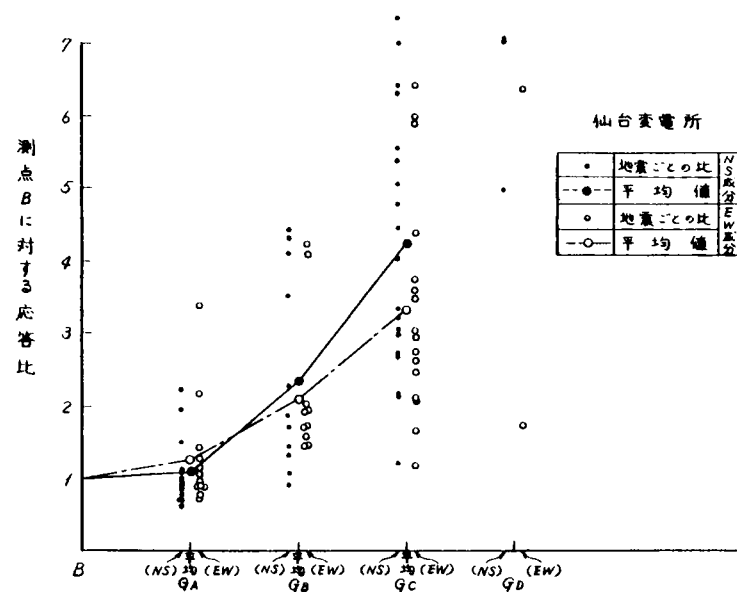
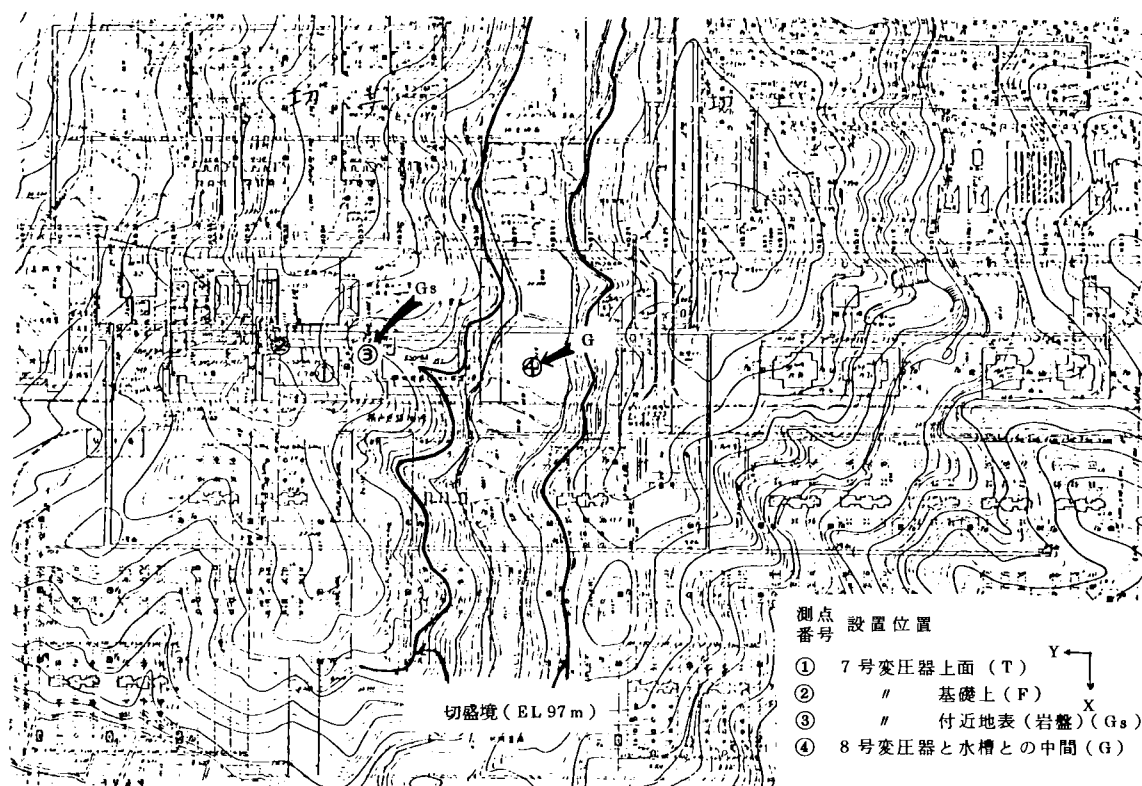


図3.1.20 仙台変電所構内の地震動局地特性

図 3.1.21 には、露頭部 ( $G_s$ ) に対する盛土部 ( $G$ ) の比が示されている。仙台変電所の場合と同様、露頭部に比べ盛土部地表面の加速度値が 3～4 倍程度大きく、駿速変電所においても同一構内で加速度値が 3～4 倍程度も異なる可能性のあることがわかる。なお、同表中には、岩盤上に据付けられている変圧器の増幅率も同様に示されているが、この値以上に地盤増幅率が大いことがわかる。



	地 盤 増 幅 率			変 圧 器 増 幅 率		
	EQ. $\frac{G-X}{G_s-X}$	$\frac{G-Y}{G_s-Y}$	$\frac{G-Z}{G_s-Z}$	$\frac{T-X}{G_s-X}$	$\frac{T-Y}{G_s-Y}$	$\frac{T-Z}{G_s-Z}$
NO	$G_s-X$	$G_s-Y$	$G_s-Z$	$G_s-X$	$G_s-Y$	$G_s-Z$
1	3.67	2.12	2.47	2.74	1.83	1.59
2	3.34	2.88	4.25	2.94	1.82	2.18
3	4.15	4.68	3.03	2.92	3.36	2.64
4	4.25	2.69	2.60	3.97	2.50	2.45
平均	3.85	3.09	3.09	3.14	2.38	2.22

図 3.1.21 駿速変電所構内の地震動局地特性

図 3.1.22 には、地震波形の局所特性について検討するため、仙台変電所で今までに得られた地表測点波形の基盤波形に対する加速度フーリエスペクトル比、すなわち、表層地盤の伝達関数が示されている。また、図 3.1.23 には、加速度応答スペクトルが示されている。両図とも表 3.1.1 中の地震番号 EQ5, 11, 12, 14～23 の波形に対する平均値として示されている。これらの図から次のことがわかる。

- ① 伝達関数および応答スペクトルとも露頭→盛土 (厚約 5 m) →盛土 (厚約 1.2 m) の順にピークが明確になり、その最大値も大きくなる。また、表層地盤の卓越振動数に相当すると考えられる最大値を示す振動数は、盛土厚が増すにつれ低下する傾向を示すが、露頭部の波形に対しては、いわゆる卓越振動数は顕著ではない。
- ② 図 3.1.24 には重複反射理論から求めた伝達関数が示されている。同図に観測結果も比較して示されている。この図より、盛土測点  $G_B$  の NS 方向成分以外の伝達関数の形状は、両者でおおむね良い一致を示している。図 3.1.

20 に示されているように、測点 G<sub>B</sub> は旧沢地の盛土であるため、一次元波動論では説明できない現象が生じたものと考えられる。

③ 伝達関数でピークを示す振動数と応答スペクトルでピークを示す振動数とが良好一致を示す。

これらの結果より、波形の面からも局所特性が認められ、盛土厚が厚いほど卓越振動数が低下し、最大応答スペクトル値および伝達関数の最大値とも増加すること、この傾向は一次元波動論でもある程度説明可能なことがわかる。

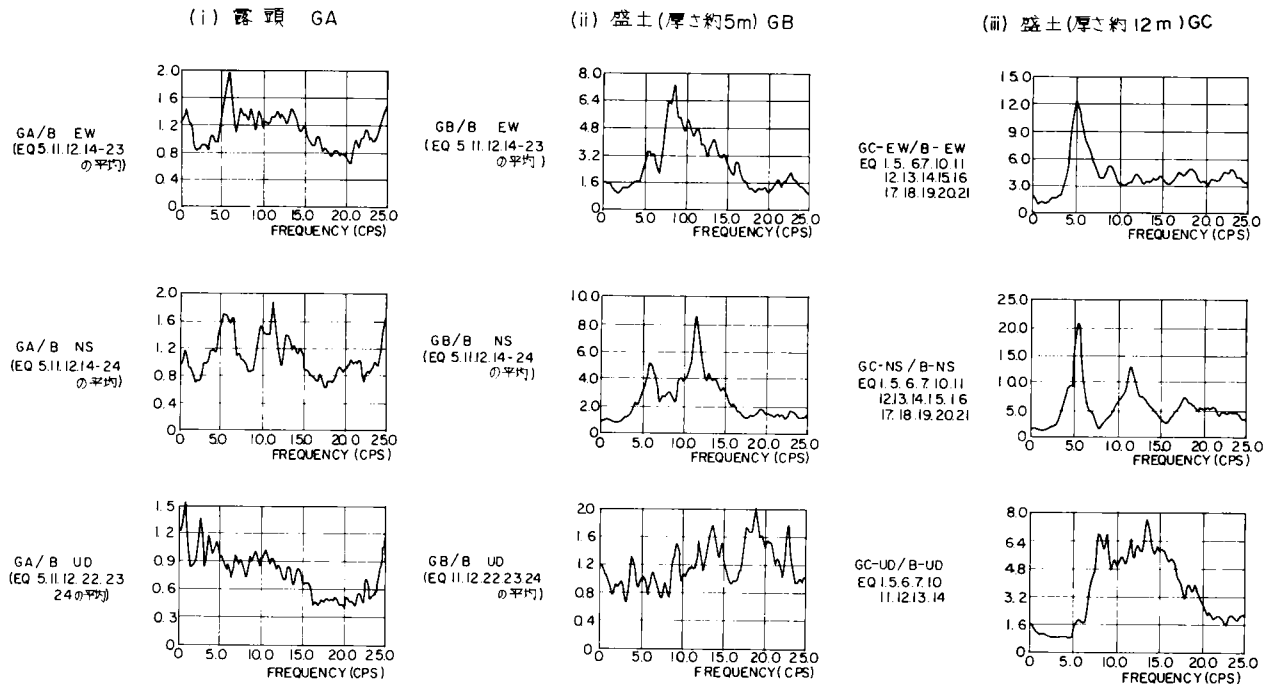


図 3.1.2.2 伝達関数 (仙台変電所, EQ5, 11, 12, 14~23 の平均)

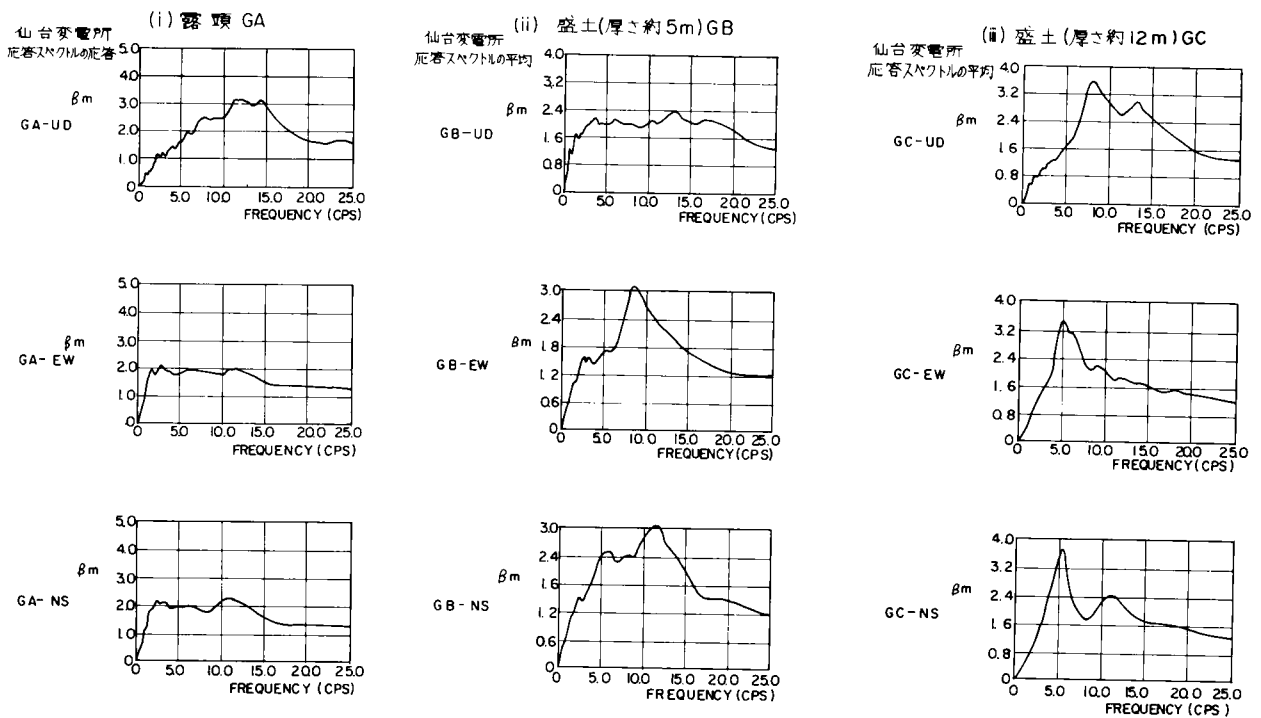
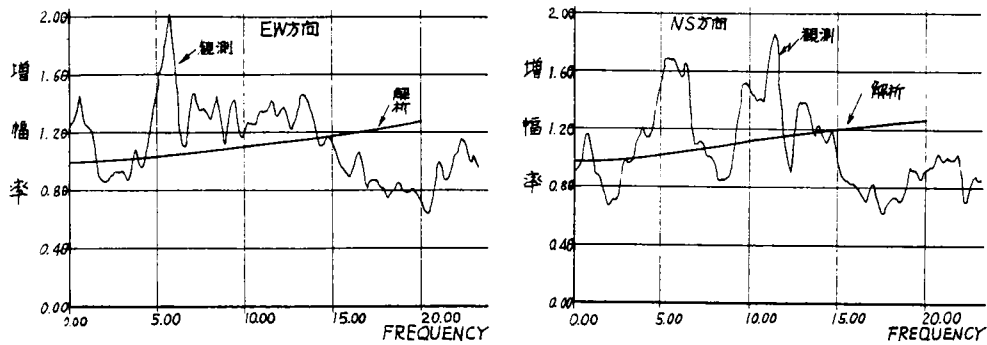
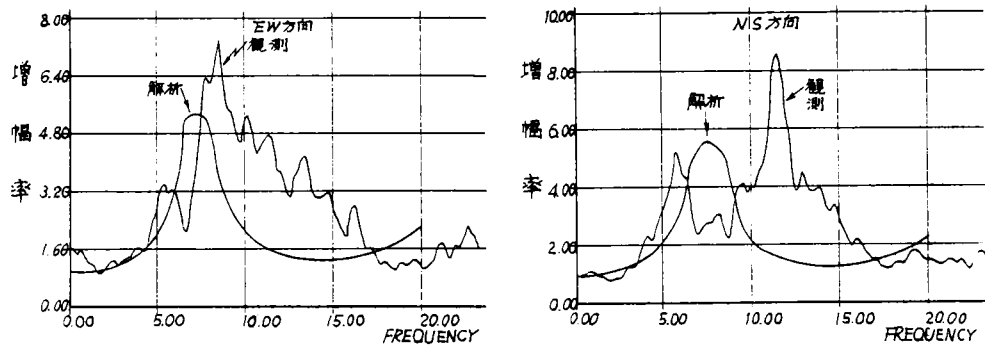


図 3.1.2.3 平均加速度応答スペクトル (仙台変電所, EQ5, 11, 12, 14~23 の平均, 減衰定数 5%)

(i) 測点 G A (露頭)



(ii) 測点 G B (盛土, 厚約5m)



(iii) 測点 G C (盛土, 厚約12m)

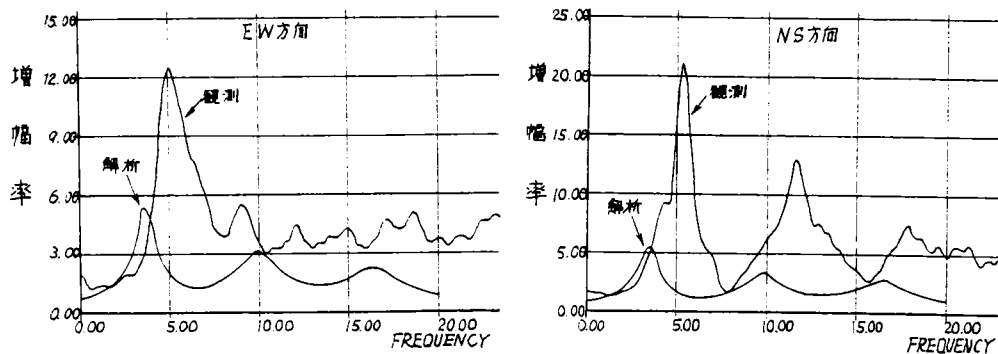


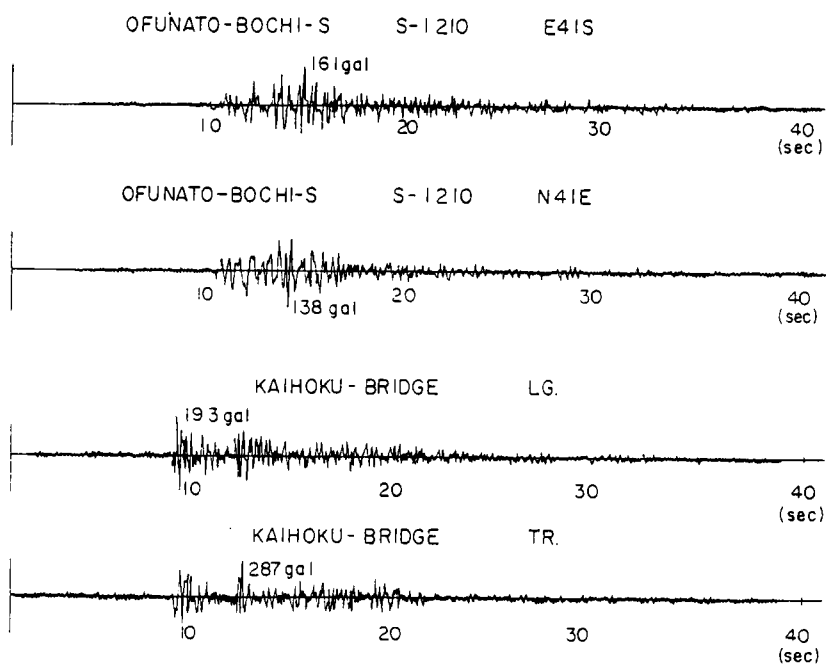
図 3.1.2.4 重複反射理論による伝達関数 (仙台変電所)

以上の結果は比較的小さな地震動(加速度値 45gal 以下)に対して得られたものである。地盤材料である土は、発生するせん断ひずみが増加するとせん断弾性係数は低下し、減衰定数は逆に増加するという特性を示すため、大地震時に上述の結果がそのまま成立するとは考えられない。この点を線形粘弾性解析と等価線形化法による解析(解析プログラムSHAKE<sup>2)</sup>)との結果を比較することによって行なった。すなわち、線形粘弾性解析では、地盤を線形粘弾性体として取り扱うため、この解析法から求めた結果を観測地震動の結果に相当するものと考え、等価線形化法では、地盤の弾性および減衰定数をせん断ひずみに依存する非線形材料として取り扱うため、この解析法から求めた結果を大地震時の結果に相当するものと考えた。解析に使用した解析モデル、基盤入力波形および物性値等が図 3.1.25, 26 に示されている。等価線型化法で採用した物性値は、参考文献3)に示された砂と粘性土の実験値を参考にして決めた。

測点 GB	測点 GC	測点 GA
$V_s(m/s)$ $\rho(g/cm^3)$ $Q$ EL(m)	$V_s(m/s)$ $\rho(g/cm^3)$ $Q$ EL(m)	$V_s(m/s)$ $\rho(g/cm^3)$ $Q$ EL(m)
160 1.7 10 0	140 1.8 10 0	250 1.8 10 0
610 20 $\infty$ -5	210 1.8 10 -7	1000 21 $\infty$ -15
1000 2.1 $\infty$ -10	750 2.0 $\infty$ -12	
	1000 2.1 $\infty$ -26	

(i) 解析モデル (図3.1.2参照)

設置対象	SMAC型式	設置箇所	設置位置	岩 質	保管管理機関
大船渡湾 (防地)	B <sub>2</sub>	地表	N 39° 00' 52" E 141° 44' 00"	凝灰岩	運輸省港湾技研
蘭北橋 (G L)	B <sub>2</sub>	地表	N 38° 26' 43" E 141° 18' 32"	凝灰岩	建設省土木研究所



(ii) 基盤入力波形

図3.1.2.5 解析モデルと基盤入力波形

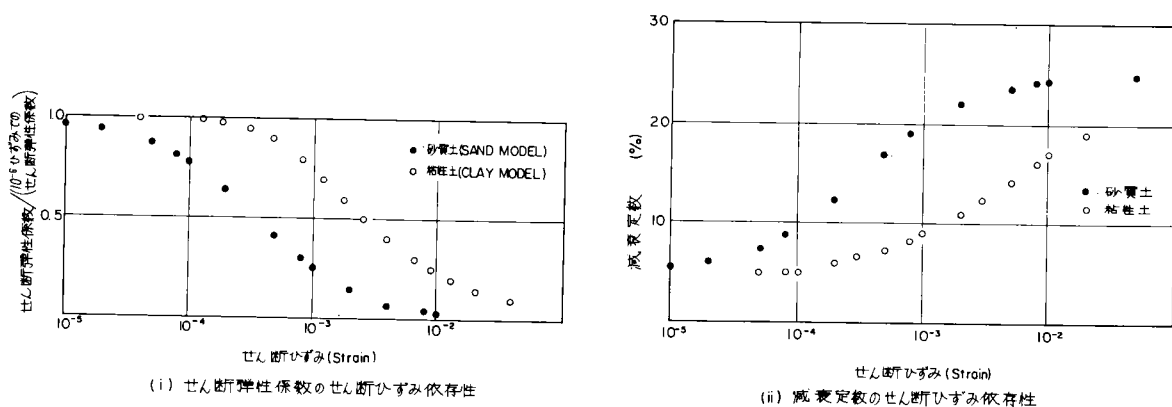


図3.1.2.6 解析プログラムSHAKEで使用した等価弾性係数および等価減衰定数のせん断ひずみ依存性<sup>3)</sup>

また、入力地震波形として 1978 年宮城県沖地震時に大船渡港と開北橋の露頭岩盤上で記録された波形の各水平 2 成分（計 4 波形）を使用した。入力加速度は 1978 年宮城県沖地震時の仙台変電所の基盤加速度の推定値である 200 gal とした。<sup>18)</sup>

応答解析の結果得られた 4 波形に対する最大加速度応答値の相加平均値が表 3.1.5 に示されている。この表から次のことがわかる。

表 3.1.5 線型と非線型との計算結果の比較（仙台変電所）

地 盤 モデル No	地表波形の最大加速度 (gal)			地表波形の $\beta_{m, \max}$ / 振動数 Hz		
	線 型	非 線 型		線 型	非 線 型	
		CLAY	SAND		CLAY	SAND
G <sub>A</sub>	213	208	211	3.25/5.42	3.15/5.68	3.60/3.00
G <sub>B</sub>	470	412	353	4.48/7.44	3.88/6.47	3.53/4.59
G <sub>C</sub>	553	472	312	3.81/3.52	3.75/3.28	3.74/2.32

① 盛土 G<sub>B</sub> と盛土 G<sub>C</sub>（最大盛土厚部）の線型解析から求めた地震動増幅率に対する等価線型化法解析結果の比は、それぞれ 0.8 と 0.7 であるのに対して、露頭部 G<sub>A</sub> では 1.0 となる。すなわち、地震観測結果で得られた図 3.1.20 の増幅率は大地震時には盛土部では幾分減衰し、測点 G<sub>B</sub> で 1.5 倍程度、測点 G<sub>C</sub> で 3 倍程度の増幅率になる可能性がある。

② 地震動の卓越振動数についても、等価線型化法解析結果は、線型解析結果に比べ盛土 G<sub>B</sub> と盛土 G<sub>C</sub> とも低下する傾向を示し、地震観測結果で得られた卓越振動数は大地震時には幾分低下する可能性がある。

すなわち、大地震時には、地震観測結果よりは、増幅率は小さめに、卓越振動数は低めになる可能性のあることを示している。

### 3.1.3 ま と め

以上、変電所地盤での地震観測から得られた結果をまとめると次のようになる。

- ① 基盤での地震波に対する  $\beta_{m, \max}$  は、マグニチュードが大きくなるにつれ小さくなる特性が見られるが、地表面で観測された地震波の  $\beta_{m, \max}$  は、地震のマグニチュードの大きさに依存しない。
- ② 応答倍率  $\beta_{m, \max}$  を示す振動数  $f_n$  は地震動の卓越振動数に相当すると考えられるが、この振動数  $f_n$  はマグニチュードが大きくなるにつれ小さくなるマグニチュード依存性を示すことが認められた。マグニチュード 6 以上の地震になると、地表面波形および基盤波形とも  $f_n$  は 10 Hz 以下になる。
- ③ 地表面波形（178 波）に対する  $\beta_{m, \max}$  のうち、共振正弦 2 波入力に対する倍率以上になる波数は 27 波（15 %）、共振正弦 3 波入力に対する倍率以上になる波数は 1 波に過ぎない。
- ④ 地表面での観測地震動の上下成分加速度値は、水平成分加速度値の  $\frac{1}{2}$  程度を考えれば十分である。
- ⑤ 変電所構内のような狭い領域でも、地震動に差の生じる「地震動の局所特性」ともいうべきものが存在し、仙台変電所の例では、同一構内で加速度値にして 3 倍程度の差が生じている。
- ⑥ 地表面地震波は、表層地盤の動特性の影響を著しく受けるため、基盤波形とは異なった特性を示す。

### 3.2 設計用地震動

本節では、変電機器の耐震設計用地震動について、3.1で検討した地震動の特性を考慮して、設計用地震波形と加速度値について検討する。

#### 3.2.1 設計用地震波形

変電所には種々な変電機器が据付けられるが、それらの共振振動数は、2.2で示したように広い振動数範囲に分布し、特定の振動数を対象としにくいこと、変電機器の主要部分は脆性材料であるが、いしで構成されているため地震時に発生する最大応答値がその耐震強度を支配すること、変電所地盤として種々な地盤が採用されることなどを考えると、設計用地震波形として表層地盤の影響を考えなくて済み、しかも、実地震波に対して示す最大応答値をできるだけ簡単に再現できる波形の採用が好ましい。このような観点から、地表面地震波形に等価となるために正弦波形が備えなければならない条件について検討した。3.1で実観測地震波に対して実施した方法、すなわち、地表面での地震波に対する応答スペクトル倍率の最大値  $\beta_{m, \max}$ （種々な固有振動数の1質点モデルに、地震波を入力して得られた応答値のうちの最大応答値、ここでは入力した地震波の加速度値に対する倍率の形で表示）と構造物（1質点系）の固有振動数  $f_n$ （減衰定数5%を対象としているので、固有振動数と共振振動数は近似的に等しい）で  $n$  回正弦波形を繰り返し作用させた（「共振正弦  $n$  波」）場合の応答値とを比較することにより、採用すべき正弦波の繰り返し波数  $n$  について検討した。

##### (1) 変電所地盤モデルによる検討

変電所地盤には種々な地盤が存在することを第2章で指摘した。地震波形に与えるそれらの影響を検討するため、3.1で報告した実地震観測結果以外に、全国の主要変電所31ヶ所<sup>18)</sup>の地盤柱状図を用いて、表層地盤が地震波形に与える影響を検討した。この検討を行えば、1.1、3.1で指摘した地震動の局所特性についても検討していることになる。

##### (a) 検討方法

重複反射理論により基盤に入射した波が表層地盤で選択共振される過程を再現して、変電所地盤特性を反映させた。解析用プログラムとして等価線形化法を採用しているSHAKE<sup>2)</sup>を使用した。地盤モデルは重要変電所31ヶ所の地盤柱状図を参考にし、S波検層の実施されていない地盤については、式(3.2.1)および図3.2.1に示された今井の実験式<sup>4)</sup>を用いてN値からS波速度  $V_s$  を求めた。

$$V_s = 89.8 N^{0.341} \quad (3.2.1)$$

31個所の地盤モデル図が図3.2.2に示されている。

基盤は、原則として岩盤としたが、岩盤の現われる深さまで調査されていない地盤については、N値50以上の層を基盤とした。入力波形として種々な波形が考えられるが、ここでは、原子力発電所を始め種々な構造物の耐震設計に使用される著名地震波形と1978年宮城県沖地震で観測された岩盤上の波形の計11波形を用いた。採用した波形の一覧が表3.2.1に示されている。なお、等価線形化法で採用した物性値は図3.1.26に示したものをを用いた。基盤入力加速度として100galを使用した。



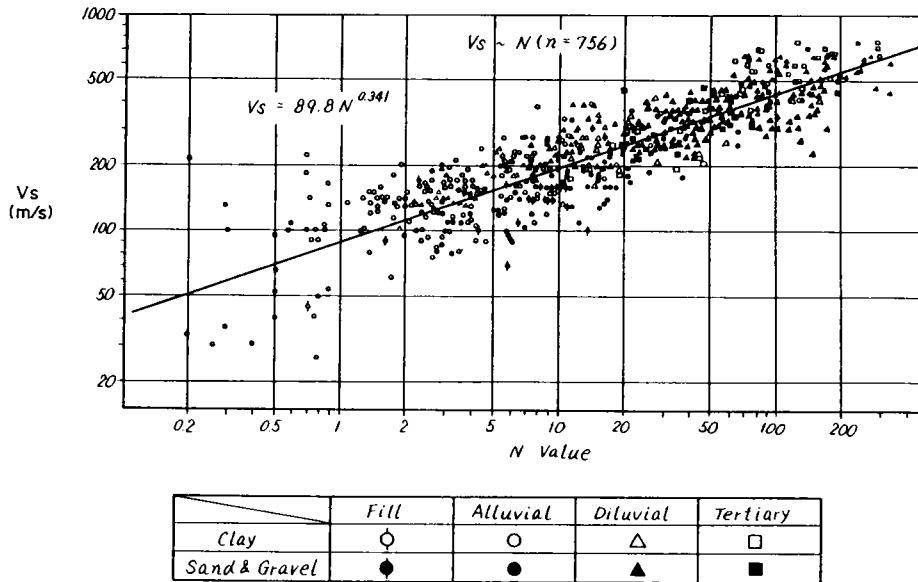


図 3. 2. 1 弾性波速度と N 値との関係<sup>4)</sup>

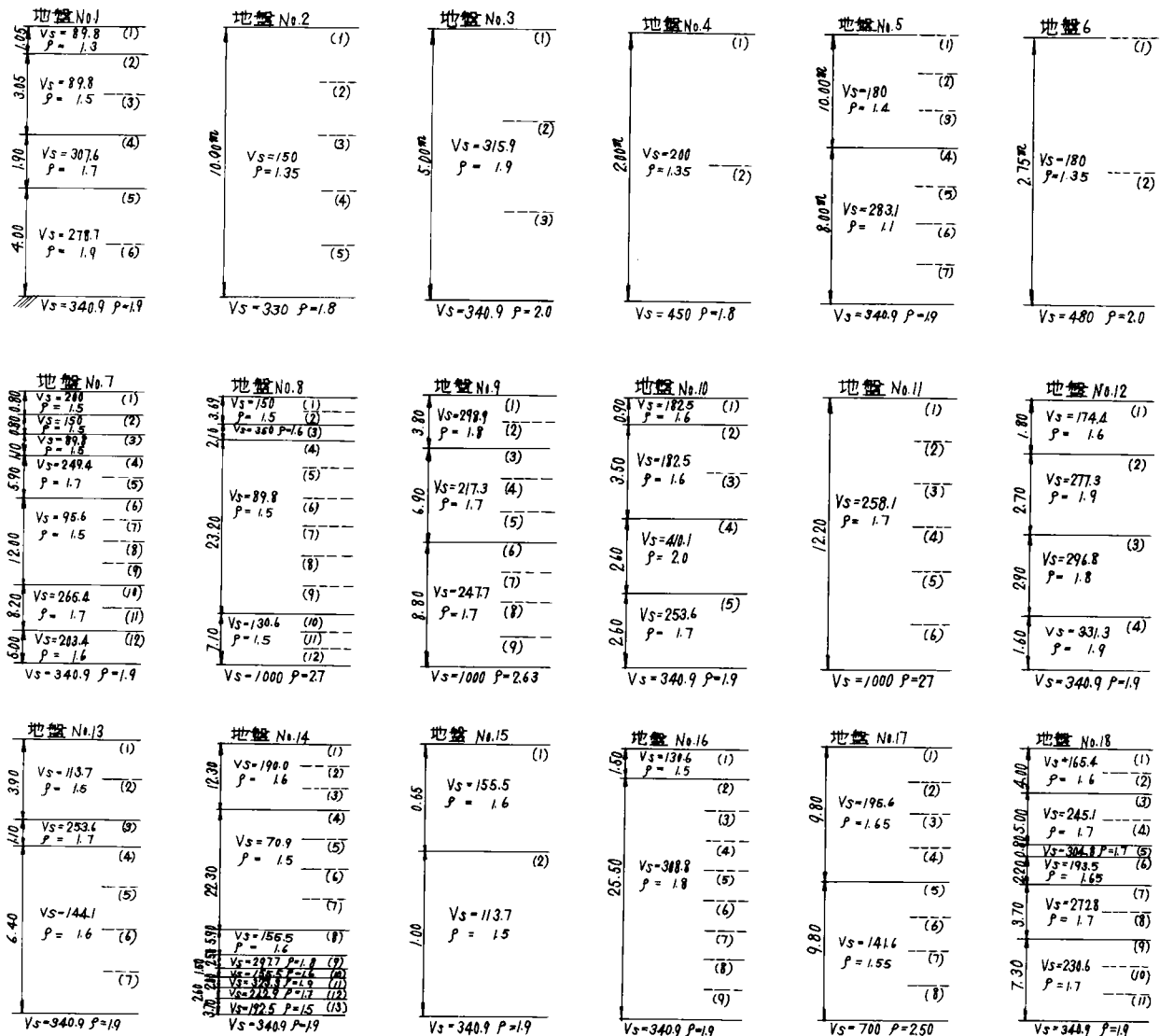


図 3. 2. 2 解析対象地盤モデル ( 3 1 変電所地盤 )

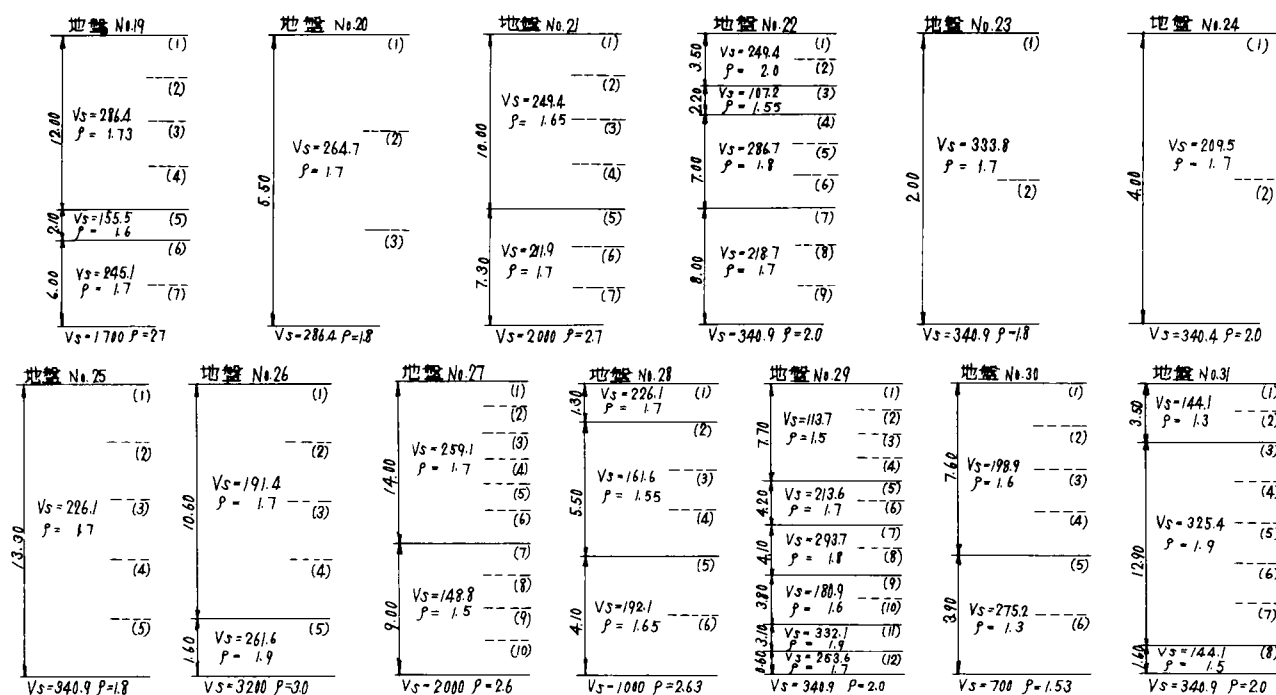


図 3.2.2 (つづき) 解析対象地盤モデル ( 31 変電所 )

表 3.2.1 重複反射計算に使用した波形

№	波 形 名	№	波 形 名
①	OFUNATO '78 ES	②	OFUNATO '78 NE
③	KAIHOKU '78 TR	④	KAIHOKU '78 LG
⑤	TAFT '52 EW	⑥	TAFT '52 NS
⑦	OLYMPIA '49 EW	⑧	OLYMPIA '49 NS
⑨	EL-CENTRO '40 EW	⑩	EL-CENTRO '40 NS
⑪	GOLDEN GATE' 57 EW		

#### (b) 結 果

解析の結果得られた  $\beta_{m, \max}$  とその値を示す固有振動数  $f_n$  が表 3.2.2 に示されている。また、両者の関係が図 3.2.3 に示されている。全部で 341 波形の結果が得られているが共振正弦 3 波入力に対する応答値 ( 6.1 倍 ) を越えるものはなく、共振正弦 2 波入力に対する応答値 ( 4.7 倍 ) を越える波数は 37 波 ( 11 % ) にすぎないことがわかる。

表 3.2.2 重要変電所 31ヶ所地盤における  $\beta_{m, \max}$  と  $f_n$  の値 (解析による)

減衰定数  $h = 0.05$

地震動番号	① OFUNATO 1978 ES		② OFUNATO 1978 NE		③ KAIHOKU 1978 TR		④ KAIHOKU 1978 LG		⑤ TAFT 1952 EW		⑥ TAFT 1952 NS	
	$f_n$	$\beta_{m, \max}$	$f_n$	$\beta_{m, \max}$	$f_n$	$\beta_{m, \max}$	$f_n$	$\beta_{m, \max}$	$f_n$	$\beta_{m, \max}$	$f_n$	$\beta_{m, \max}$
	(Hz)		(Hz)		(Hz)		(Hz)		(Hz)		(Hz)	
地盤No. 1	5.71	3.80	5.00	3.55	5.71	3.45	8.00	3.57	4.44	4.74	5.71	4.74
2	3.64	3.23	3.64	4.33	3.07	3.58	3.64	2.98	3.07	4.42	2.85	4.76
3	4.00	3.30	3.64	3.46	6.67	2.80	8.00	3.53	4.44	3.97	2.85	4.03
4	4.00	3.29	3.64	3.31	6.67	2.73	8.00	3.59	4.44	3.67	2.85	4.02
5	4.00	3.37	3.64	3.94	3.07	3.13	8.00	3.13	3.07	4.08	2.85	4.61
6	4.00	2.92	3.64	2.98	6.67	3.19	8.00	3.12	4.44	2.82	2.85	4.03
7	4.00	2.71	3.64	2.80	3.07	2.55	8.00	3.32	1.17	2.97	2.85	3.13
8	1.81	3.00	1.90	5.43	3.07	3.36	3.64	2.78	1.61	3.59	2.85	3.52
9	3.33	3.87	3.33	4.86	3.07	4.23	3.07	3.43	3.07	5.90	2.85	5.49
10	4.00	3.47	5.00	3.28	6.67	3.21	8.00	3.36	4.44	3.82	2.85	3.92
11	5.71	3.93	5.00	3.79	5.71	3.50	5.00	4.12	5.00	5.03	5.71	4.85
12	4.00	3.34	5.00	3.34	6.67	3.10	8.00	3.70	4.44	3.75	2.85	3.98
13	2.35	4.01	2.35	4.13	2.67	3.24	8.00	3.02	2.35	3.62	2.85	4.30
14	2.50	3.07	1.43	3.11	2.85	2.30	8.00	3.08	2.35	3.37	1.43	3.70
15	4.00	3.05	3.64	3.08	6.67	3.08	8.00	3.17	4.44	2.94	2.85	4.02
16	4.00	3.37	3.64	3.56	6.67	2.89	8.00	3.43	2.35	3.83	2.85	4.14
17	1.81	4.30	1.90	5.29	6.67	2.59	8.00	2.96	1.53	3.57	1.67	4.34
18	2.35	3.54	2.35	3.62	6.67	2.73	8.00	3.29	2.35	3.53	2.85	4.12
19	1.81	4.64	1.90	4.97	2.50	2.11	2.35	3.54	1.25	3.62	1.43	4.59
20	4.00	3.28	3.64	3.48	6.67	2.82	8.00	3.52	4.44	3.95	2.85	4.00
21	2.35	4.74	2.00	4.78	2.67	3.25	2.35	3.39	2.35	4.27	2.85	4.20
22	2.35	3.83	1.90	4.26	2.85	2.90	8.00	3.17	2.35	3.31	2.85	4.30
23	4.00	3.29	5.00	3.41	6.67	2.73	8.00	3.35	4.44	3.94	2.85	4.04
24	4.00	3.30	3.64	3.29	6.67	3.17	8.00	3.44	4.44	3.45	2.85	3.98
25	4.00	3.32	3.64	3.73	5.71	2.98	8.00	3.36	4.44	3.89	2.85	4.20
26	4.00	3.78	3.64	4.06	3.91	3.67	4.00	4.74	4.44	4.06	4.00	4.52
27	0.87	3.10	1.25	3.31	1.05	2.14	8.00	3.80	0.63	3.56	0.80	2.84
28	4.00	3.75	3.64	3.79	4.44	3.87	4.00	4.50	4.44	4.29	4.44	5.64
29	2.50	3.97	2.35	4.28	2.67	3.61	3.33	2.56	2.52	4.28	2.85	4.38
30	4.00	3.40	5.00	3.39	5.71	3.26	5.00	3.62	4.44	4.68	4.44	4.08
31	4.00	3.11	3.33	3.82	2.85	3.00	8.00	3.55	2.35	3.69	2.85	4.39
地震動番号	⑦ OLYMPIA 1949 EW		⑧ OLYMPIA 1949 NS		⑨ EL-CENTRO 1940 EW		⑩ EL-CENTRO 1940 NS		⑪ GOLDENGAT 1957 EWE			
	$f_n$	$\beta_{m, \max}$	$f_n$	$\beta_{m, \max}$	$f_n$	$\beta_{m, \max}$	$f_n$	$\beta_{m, \max}$	$f_n$	$\beta_{m, \max}$		
	(Hz)		(Hz)		(Hz)		(Hz)		(Hz)			
地盤No. 1	5.71	4.40	5.71	3.53	5.00	5.08	5.71	4.28	5.00	4.03		
2	3.07	3.32	2.67	5.31	2.11	4.01	3.07	3.50	4.44	3.63		
3	3.07	3.17	2.67	4.10	2.11	3.52	2.00	3.43	8.00	3.33		
4	3.07	3.18	8.00	3.19	2.11	3.53	2.00	3.17	8.00	3.94		
5	3.07	3.08	2.67	4.82	2.11	3.96	3.07	3.40	4.44	3.71		
6	3.07	3.15	8.00	3.02	2.11	3.53	5.71	2.43	8.00	3.97		
7	3.07	3.39	2.67	3.93	0.83	3.10	1.03	3.81	8.00	3.23		
8	3.07	3.02	3.07	3.78	1.90	4.74	1.64	3.55	4.44	3.85		
9	3.07	3.96	2.67	5.56	3.64	4.07	3.07	3.73	8.00	2.98		
10	3.07	3.08	8.00	4.05	5.00	3.81	5.71	3.16	8.00	4.02		
11	5.71	4.98	5.71	3.80	5.00	5.39	5.71	4.70	5.00	4.07		
12	3.07	3.13	8.00	3.94	2.11	3.53	5.71	3.10	8.00	3.50		
13	2.21	3.12	2.67	4.90	2.00	3.75	1.81	3.43	8.00	3.85		
14	2.21	3.17	2.67	3.34	2.00	2.86	1.74	2.85	4.44	3.20		
15	3.07	3.16	8.00	3.10	2.11	3.53	5.71	2.55	8.00	4.17		
16	3.07	3.04	2.67	4.31	2.11	3.70	2.00	3.50	8.00	3.90		
17	1.67	3.87	1.67	4.60	2.00	3.77	1.81	3.66	8.00	4.46		
18	2.21	3.11	2.67	4.50	2.11	3.71	1.90	3.47	8.00	4.17		
19	1.67	3.95	1.60	4.61	1.74	3.53	1.14	3.43	8.00	2.84		
20	3.07	3.18	8.00	4.22	2.11	3.52	2.00	3.33	8.00	3.70		
21	2.21	3.19	2.67	5.07	2.00	3.88	1.81	3.62	4.44	3.49		
22	2.21	3.07	2.67	4.69	2.11	3.64	1.90	3.30	8.00	3.66		
23	3.07	3.18	2.67	4.28	2.11	3.52	2.00	3.42	8.00	3.99		
24	3.07	3.16	8.00	4.07	2.11	3.53	5.71	2.63	8.00	3.47		
25	3.07	3.02	2.67	4.68	2.11	3.68	3.07	3.16	5.00	4.03		
26	4.00	4.39	4.00	5.25	4.00	4.64	4.00	3.58	4.44	5.41		
27	1.67	3.48	0.83	5.94	0.83	4.38	1.00	3.76	8.00	3.28		
28	4.44	4.53	4.00	5.06	4.00	4.70	4.00	3.57	4.44	5.21		
29	2.21	2.98	2.67	5.41	2.00	3.88	1.90	3.44	4.44	4.29		
30	5.00	3.47	2.67	3.87	5.00	5.25	5.00	3.76	5.00	3.96		
31	3.07	3.05	8.00	4.76	2.11	3.72	2.00	3.32	8.00	3.64		

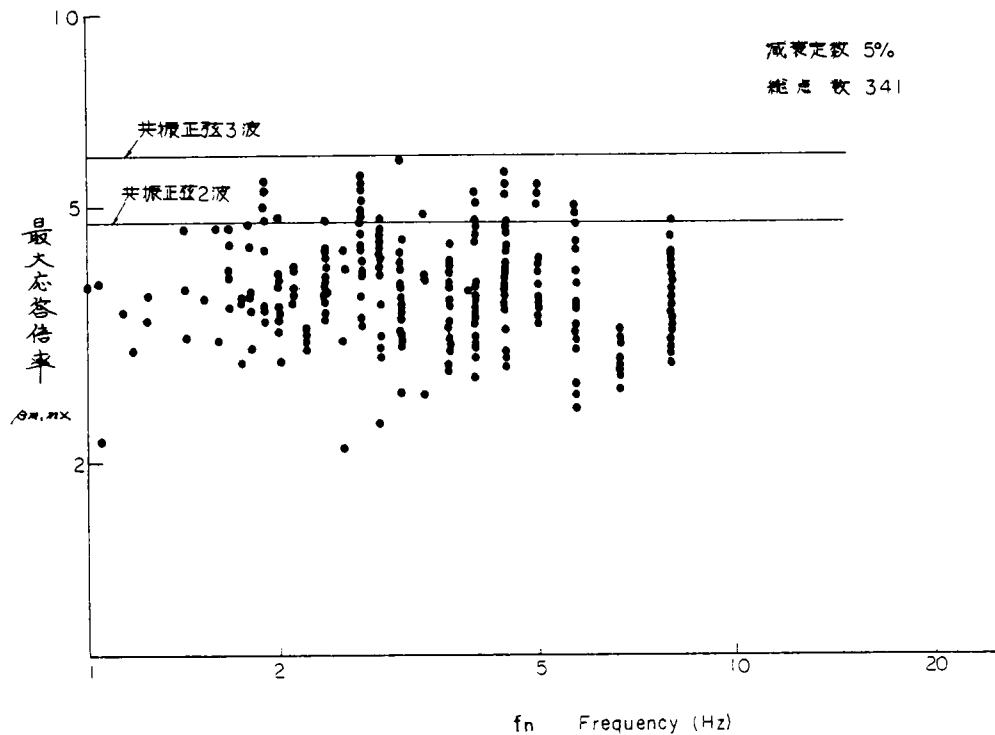


図 3.2.3  $\beta_{m, max}$  と  $f_n$  の関係 (重要変電所 31 ケ所の地盤条件を用いた解析結果による)

(2) 既発表観測地震記録による検討

図 3.2.4 には、建設省と運輸省等で<sup>5)~7)</sup>公表している地表面観測地震波に対する加速度応答スペクトルを用いて求めた  $\beta_{m, max}$  と固有周期  $T_n$  との関係が示されている。使用地震波数は 211 波である。このうち、共振正弦 3 波入力に対する応答値を超過するものはなく、共振正弦 2 波入力に対する応答値を越える波数は 15 波 (7%) にすぎない。なお、参考のために、図 3.2.4 中には建設省土木研究所が提案している平均応答スペクトル<sup>8)</sup>と T 原子炉建屋の設計用加速度応答スペクトルも併記したが、当然のことながら共振正弦 2 波入力に対する応答値以下である。

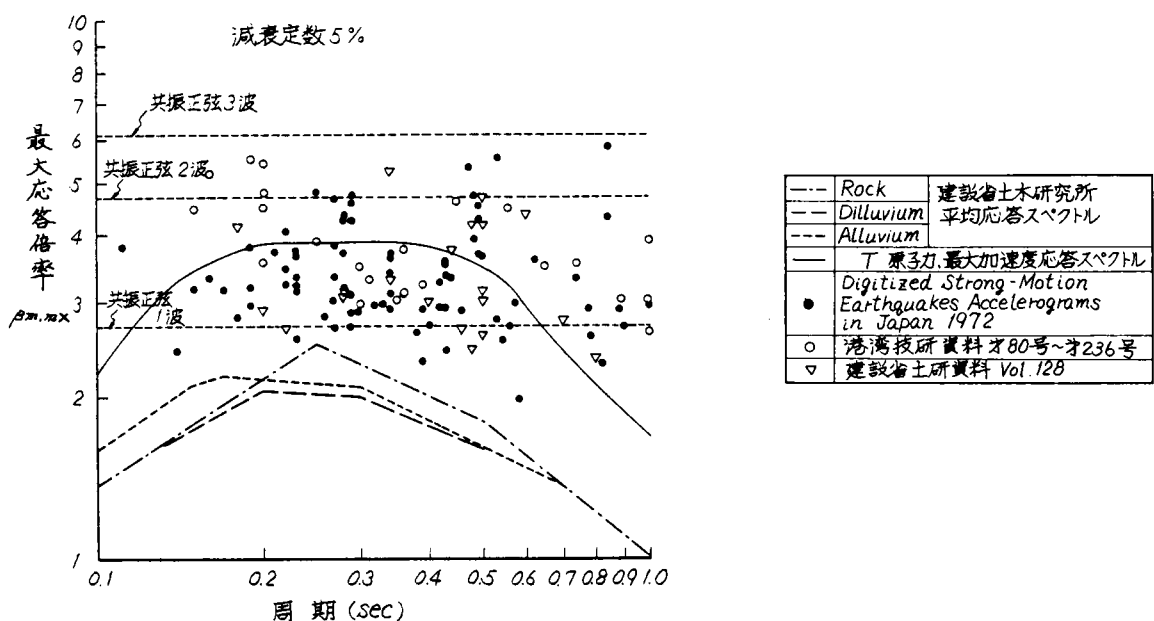


図 3.2.4 共振正弦  $n$  波入力に対する応答値と地震波形入力に対する応答値との比較 (他機関の資料)

### (3) 設計用地震波形

変電機器は構造上の主要部分が脆性材料であるが、いしで構成されているため、地震時に発生する最大応答値（がいし部分の発生最大応力値）にその耐震強度は影響される。また、第2章で説明した変電機器の形状および1次モードが耐震上の検討主要モードとなることから、変電機器の検討モデルとして1質点モデルを採用し、地震動に対する最大応答値について検討をした。この場合、規準化加速度応答スペクトルの最大値 $\beta_{m,max}$ は変電機器の共振振動数と地震動の卓越振動数とが一致した場合の応答倍率、すなわち、可能な最大倍率を示していることになるため、種々な地震動に対する $\beta_{m,max}$ を検討することにより設計用地震波形を求めることにした。既述した4変電所の観測波形に対する解析結果、31ヶ所の変電所地盤モデルに対する解析（重複反射理論）結果および公表されている観測地震結果を用いて $\beta_{m,max}$ と共振正弦2波、3波入力に対する応答値とを比較した。対象とした地震波数は表3.2.3に示すように730波である。この表より共振正弦2波入力に対する応答値を上回る $\beta_{m,max}$ を示した地震波数は76波（10%）、共振正弦3波入力を上回る地震波数は1波（0%）となった。したがって、最大応答値でその耐震強度の決まる変電機器のような構造物の耐震設計用地震波形としては波形が簡単でいつでも再現可能な正弦波形を用いた「共振正弦2波ないし3波」波形が妥当であるものと判断できる。

表 3.2.3 共振正弦2波、3波入力と地震波入力との応答比較（減衰定数5%）

対 象 地 震	対 象 波 数	共振正弦2波と3波入力の間にある波形数	共振正弦3波入力以上の応答を示す波形数
4変電所での観測地震波	178	24	1
31変電所地盤に対する解析地震波	341	37	0
公表されている観測地震波	211	15	0
計	730	76	1

### 3.2.2 設計用地震加速度

変電所は全国に散在すること、原子炉のように特別に高度の耐震性が要求されないため地点ごとに詳細な設計地震力策定が不必要であること、たとえ地震力の策定を各地点ごとに行なってもその決定は容易でないことなどを考慮して、設計用地震加速度値について検討した。

#### (1) 検討方法

全国重要変電所210箇所（図3.2.5）を観測点として、宇佐見リスト<sup>9)</sup>掲載の全535個（599年～1973年）の地震の震源に対して各観測点の基盤における最大加速度を種々提案されている推定式の中から岡本式<sup>13)</sup>と金井式<sup>14),15)</sup>に従って求めた。

（岡本式）

$$\log_{10} \frac{\alpha_m}{640} = \left( \frac{\Delta + 40}{100} \right) (-7.604 + 1.7244M - 0.1036M^2) \quad (3.2.1)$$

ここに  $\alpha_m$ ：基盤内最大加速度 (gal)

$\Delta$ ：震央距離 (Km)

$M$ ：マグニチュード

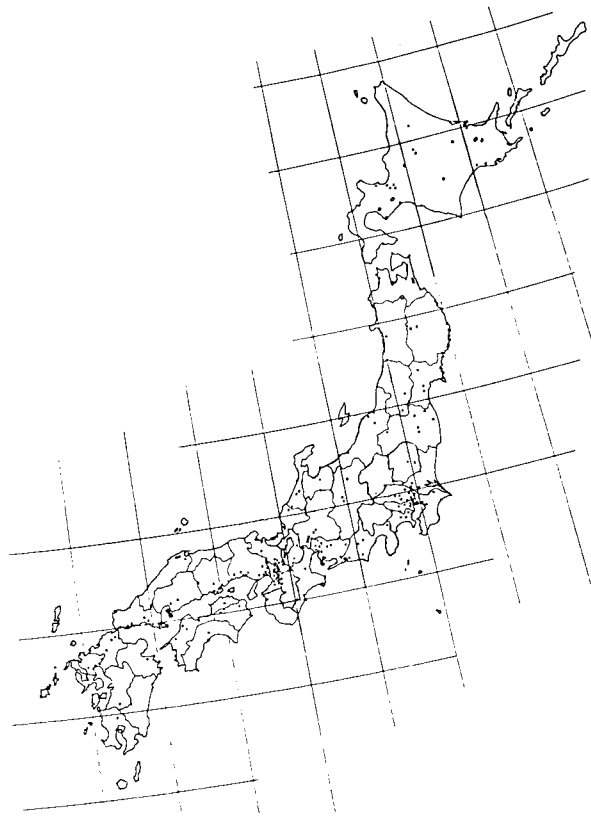


図 3. 2. 5 全国重要変電所位置図（変電所数 210 箇所）

なお、震央域に対しては上式にかわる式として次式を示している。

$$\alpha_m = 6M^2 \sim 12M^2 \div 9M^2 \quad (3.2.2)$$

（金井式）

$$\alpha_m = \frac{1}{T} \times 10^{0.61 - (1.66 + \frac{3.60}{X}) \log X + (0.167 - \frac{1.83}{X})} \quad (3.2.3)$$

ここに  $T$ ：基盤での加速度の卓越周期で図 3. 2. 6 の Seed の<sup>12)</sup> 線図より決める。

$X$ ：震源距離 (km)

各地点ごとの 50 年期待値および 75 年期待値を河角<sup>16)</sup>、金井<sup>17)</sup> の考え方に従って次のようにして求めた。前述した観測点ごとに、地震リスト掲載の全震源に対して計算される最大加速度  $\alpha_m$  (gal) を大きい方から順位をつけ上位 50 個を採用した。この 50 個の震源の地震発生年の最古と最新の差を統計期間  $(Y)$  とした。上記 50 個の加速度の中で第  $N$  番目の加速度が  $\alpha_m$  (gal) であるとする、図 3. 2. 7 に示すように  $\log_{10}(N/Y)$  と  $\alpha_m$  の関係を求め、 $\log_{10}(N/Y)$  と  $\alpha_m$  がほぼ直線関係にあることを利用して、再起年 50 年に対しては、 $N/Y = 1/50$ 、再

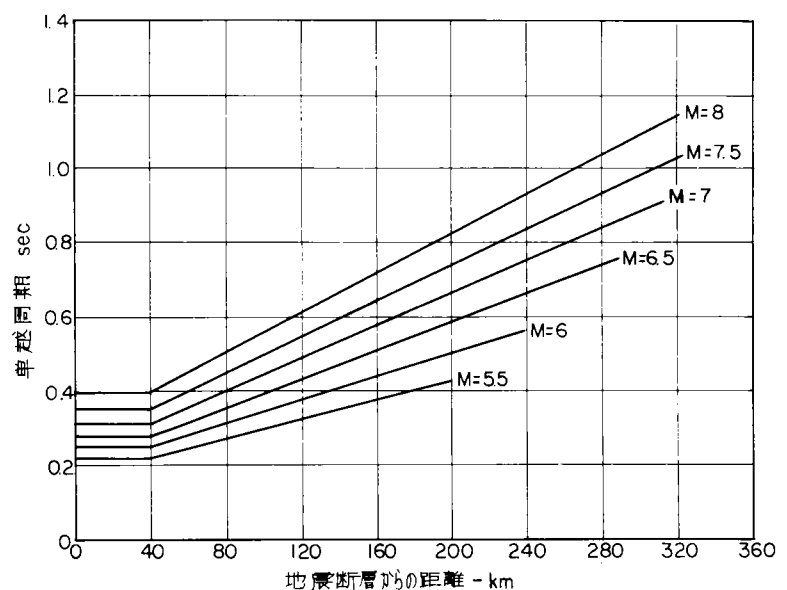


図 3. 2. 6 岩盤における最大加速度の卓越周期 (H.B.Seed)

起年75年に対しては $N/Y=1/75$ から、それぞれに対応する基盤加速度値 $\alpha_m$ を求めた。

基盤加速度は表層地盤の影響を受け地表加速度となる。したがって、表層地盤における加速度増幅率を求めておく必要がある。このため、3.2.1で検討したと同様に、全国重要変電所31個所の地盤(図3.2.2)を採用し、基盤入力波形として表3.2.1の波形を使用した検討を行なった。解析プログラムとしては、地盤の非線形特性を等価線形化法で導入できるSHAKEを使用した。

## (2) 設計用地震加速度値に対する検討

### (a) 基盤加速度期待値

全国主要変電所210個所(図3.2.5)を観測点とし求めた再起年50年および75年の期待加速度分布図が図3.2.8に示されている。この図をもとに、50年と75年の各再起年ごとに、岡本式による基盤加速度期待値がある値以上となる地域の面積を求めると表3.2.4となる。変電機器の寿命は25年とされているため、寿命の2倍の50年を再起年とする基盤期待加速度が150gal以上となる地域の面積占有率は約1%であり、寿命の3倍である75年期待値が150gal以上となる地域の面積占有率は約7%にすぎない。なお、金井式による基盤加速度期待値を用いると、図3.2.8からもわかるごとく、面積占有率はさらに小さくなる。

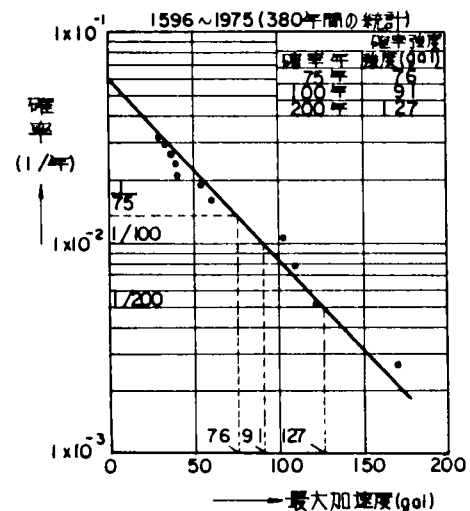


図3.2.7 岡本式に基づく加速度期待値の例

表3.2.4 加速度期待値と面積占有率

50年期待値の面積占有率(岡本式)

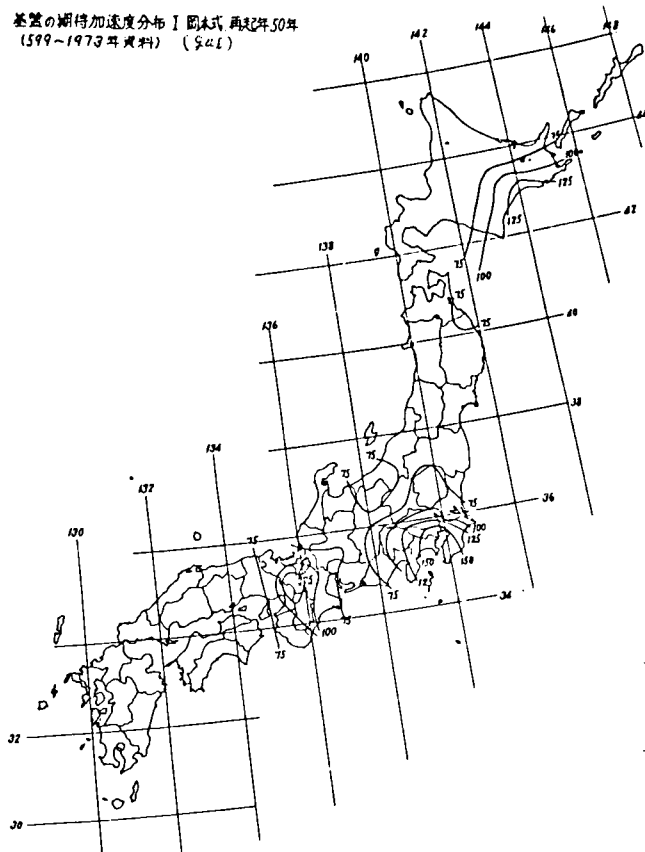
期待加速度	75gal 以上	100gal 以上	125gal 以上	150gal 以上
地域面積占有率	29.3 %	11.4 %	4.3 %	1.1 %

75年期待値の面積占有率(岡本式)

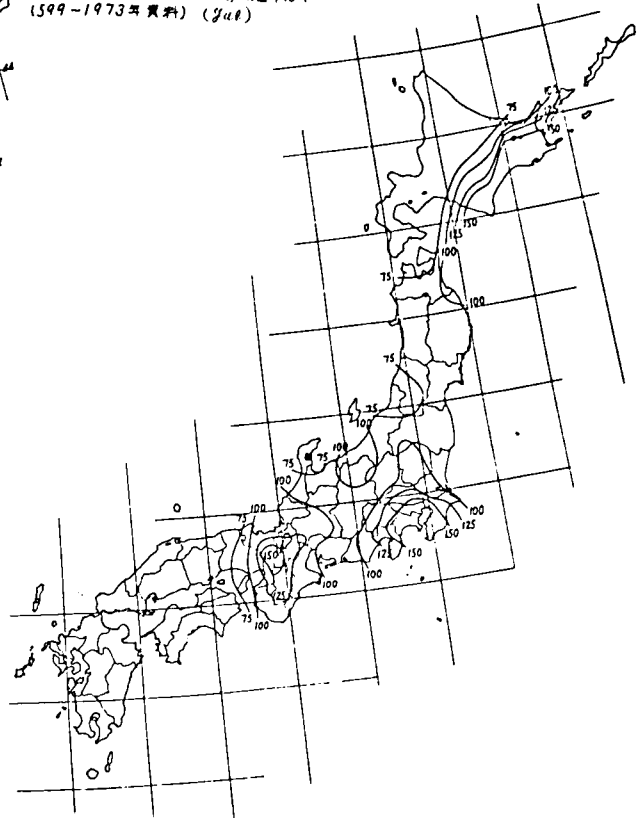
期待加速度	75gal 以上	100gal 以上	125gal 以上	150gal 以上
地域面積占有率	46.7 %	28.2 %	12.4 %	7.1 %

全国主要変電所の所在地は図3.2.5に示されているように大都市周辺に偏在する傾向を示している。しかし、今後の地方都市の発展や発電所立地地点などを考えて、今後建設される変電所の立地地点は日本国内においてはほぼ一様に分布するものと仮定した。このような仮定のもとでは、ある地点があるレベル以上の基盤加速度期待値コンター内となる確率はそのコンターの占める面積占有率(表3.2.4)となる。そこで、ある変電所地点がどのような値のコンター内に建設されるかという事象を考えると、上記仮定のもとでは独立事象となる。したがって、ある基盤加速度期待値のコンターが画かれたとすれば、そのコンターの値自身は確率変数の代表値とみることができて、確率変数とその値以上となる確率は、面積占有率に等しいことになる。

基盤の期待加速度分布 I 岡本式, 再紀年50年  
(599~1973年資料) (g<sub>41</sub>)



基盤の期待加速度分布 II 岡本式, 再紀年75年  
(599~1973年資料) (g<sub>48</sub>)



基盤の期待加速度分布 III 全井式, 再紀年75年  
(599~1973年資料) (g<sub>41</sub>)

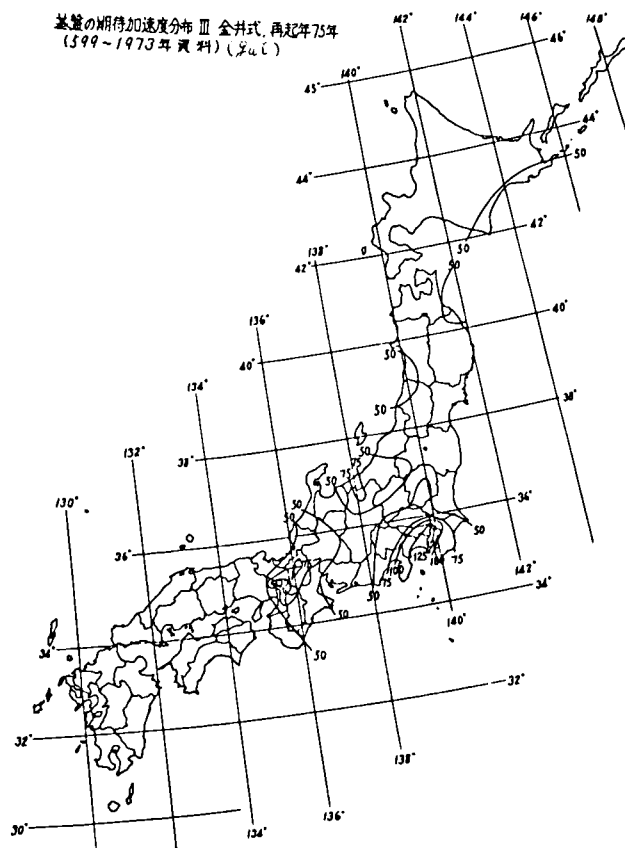


図 3. 2. 8 基盤での加速度期待値分布



基盤加速度期待値を  $x$  とすると、 $x$  は確率変数  $X$  の標本値である。確率変数の確率分布を正規分布と仮定すると確率密度関数  $f(x)$  は次式となる。

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp \left\{ -\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2} \right\} \quad (3.2.4)$$

ここに  $\mu = E(X)$ : 平均値

$\sigma = E(X - E(X))^2$ : 分散

表 3.2.4 に示す面積占有率は次のような確率として表現できる。

$$P(x \leq X) = \int_x^{\infty} f(x) dx \quad (3.2.5)$$

ここで以下の議論を最も大きな期待値を示し安全側と考えられる岡本式による 7.5 年期待値に限定する。

基盤加速度期待値  $\mu$  と標準偏差  $\sigma$  を求めるため次のような方法を採用した。確率変数  $X$  を標本値  $y$  からなる確率変数  $Y$  に次式で置換する。

$$Y = \frac{1}{\sigma} (X - \mu) \quad (3.2.6)$$

したがって、

$$\begin{aligned} f(x) dx &= P(x \leq X \leq x + dx) = f(\sigma y + \mu) \sigma dy \\ &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp \left\{ -\frac{y^2}{2} \right\} dy = g(y) dy \end{aligned} \quad (3.2.7)$$

$$P(x \leq X) = \int_x^{\infty} f(x) dx = \int_y^{\infty} g(y) dy = F(y) \quad (3.2.8)$$

上式にて、累積分布関数  $F(y)$  は教科書等の表に  $y$  の値ごとに示されているので、表 3.2.4 に示す基盤加速度期待値  $x$  に対応した面積占有率を式 (3.2.8) に適用すれば、面積占有率  $F(y)$  に対応して  $y$  の値が定まる。その結果が図 3.2.9 中の表に示されている。この表の  $x$  と  $y$  の関係から式 (3.2.6) の平均値  $\mu$  と標準偏差  $\sigma$  を求めるため図 3.2.9 を用いて、最小自乗法で両値を決定した。このようにして求めた基盤加速度期待値を確率変数とし、面積占有率を確率とする正規確率分布の平均値と標準偏差は次の値となる。

$$\begin{aligned} \mu &= E(X) = 70 \text{ gal} \\ \sigma &= \sigma(X) = 52 \text{ gal} \end{aligned} \quad (3.2.9)$$

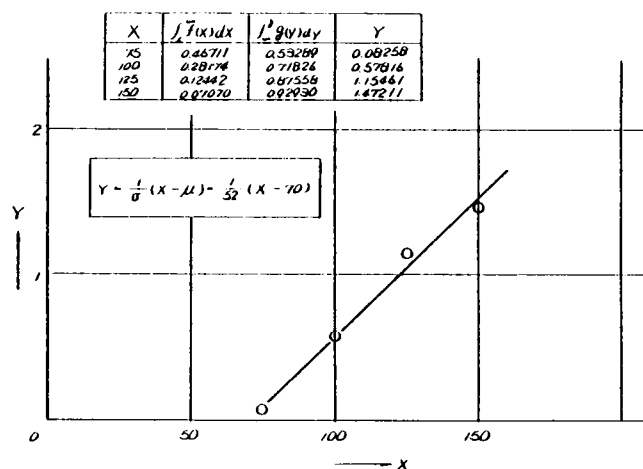


図 3.2.9 基盤加速度 7.5 年期待値に対する面積占有率の確率密度関数の平均値と標準偏差の決定法

(b) 表層地盤による加速度増幅率

解析の結果得られた表層地盤における増幅率分布の例が図 3.2.10 に示されている。図 3.2.11 には増幅率とその度数分布の関係が示されている。地表地盤の増幅率を  $z$  とし、確率変数  $Z$  の標本値とする。図 3.2.11 の度数分布の形状から、確率変数  $Z$  の確率分布を正規分布と仮定すると、平均値  $E(Z)$  と標準偏差  $\sigma(Z)$  として次の値が得られる。

$$E(Z) = 1.3$$

( 3.2.10 )

$$\sigma(Z) = 0.5$$

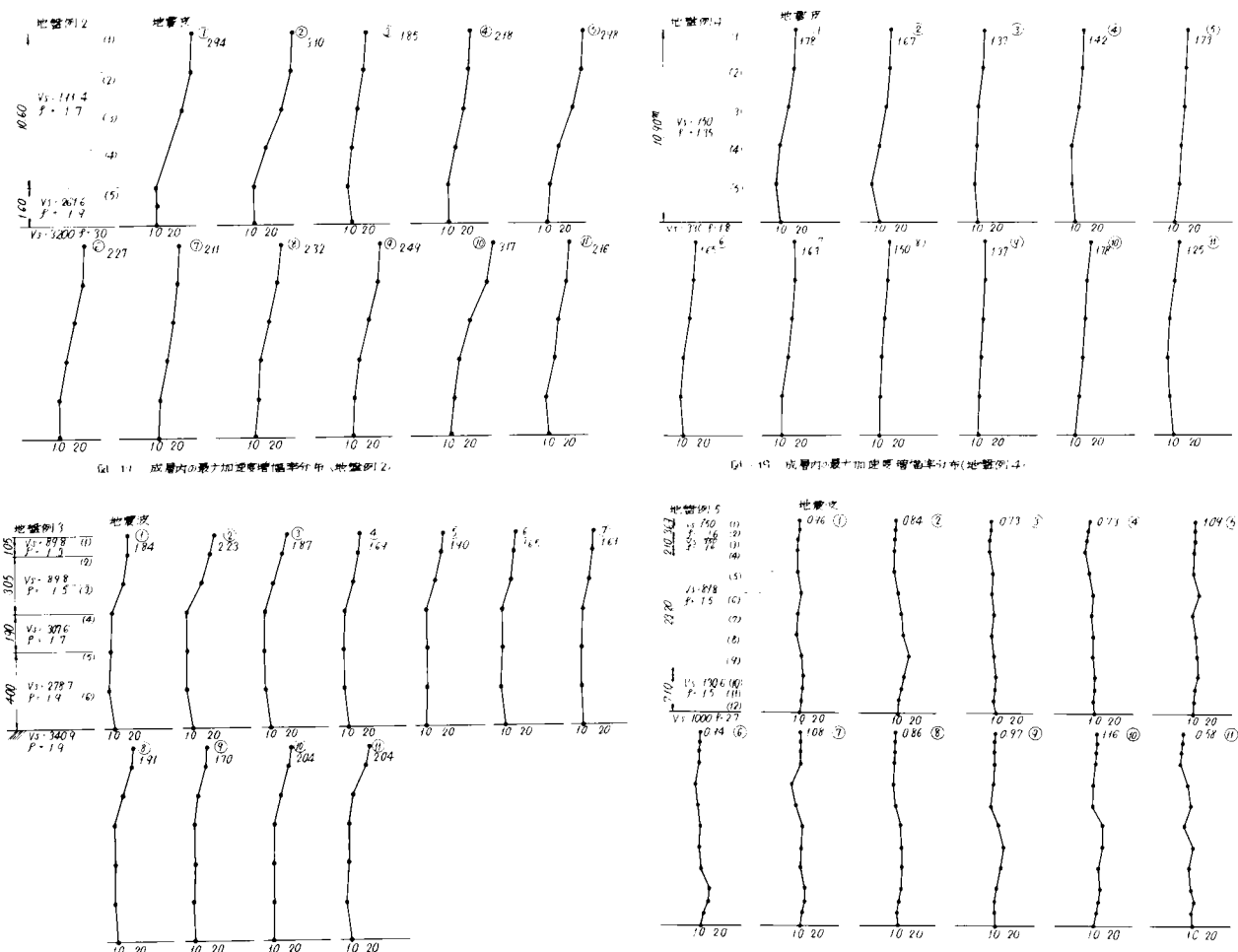


図 3.2.10 表層地盤内の最大加速度増幅率分布例

(c) 地表面加速度期待値

図 3.2.8 の基盤加速度期待値分布に示されているように地震の発生し易い地域とそうでない地域があり、経験的にも明確な事実である。しかしながら、変電機器は工場生産される製品であり、互換性を求められることや地域的に製品の規格を変えることによる経済的なメリットがないなどから、全国一律にある設計加速度値を設定する必要がある。そのような観点から、(a)と(b)の検討内容を利用して地表面加速度値を以下のように決定した。

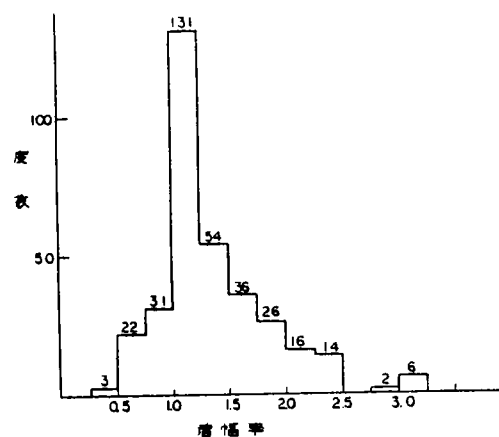


図 3.2.11 地盤増幅率と度数分布

地表面の加速度期待値  $\kappa$  (gal) は基盤加速度期待値  $x$  (gal) と表層地盤の増幅率  $z$  とから次式で与えられる。

$$\kappa = x \cdot z \quad (3.2.11)$$

$\kappa$  として 300gal 以上となる確率を求める。この場合、基盤最大加速度期待値  $x$  と表層地盤の加速度増幅率  $z$  とは独立の確率事象であると仮定するのは自然であろう。

$x$  と  $z$  をそれぞれ標本値とする確率変数  $X$  と  $Z$  の確率分布は、(a)と(b)で示した。したがって、地表面最大加速度  $\kappa$  が 300gal を超過する確率  $P(300 \leq \kappa)$  は次式となる。

$$P(300 \leq \kappa) = \iint_{xz \geq 300} f(x) \cdot h(z) dx dz \quad (3.2.12)$$

上記積分は、図 3.2.12 に示すように、2次元確率分布関数  $f(x) \cdot h(z)$  と  $x-z$  平面内の双曲線  $x \cdot z = 300$  上に鉛直にたてた平面とで囲まれる下記領域での体積を求めることと同じである。

$$S_1: x \cdot z \geq 300 \quad (3.2.13)$$

上記積分値は、確率分布の性質から積分領域の増加に伴って単調に増加する。したがって、 $S_1$  より大きな領域を  $S_2$  とすると次式の関係が成立する。

$$\begin{cases} \iint_{S_1} f(x)h(z)dx dz < \iint_{S_2} f(x)h(z)dx dz \\ S_1 < S_2 \end{cases} \quad (3.2.14)$$

積分領域  $S_2$  として、図 3.2.13 に示すような双曲線  $x \cdot z = 300$  を包絡するような階段上の領域を適用すると、 $X$  の事象と  $Y$  の事象は独立であるため、積分は正規分布の累積分布関数表により求めることができる。確率変数  $Z$  にも式 (3.2.6) と同じような変換を行ない、確率変数  $T$  とする。

$$T = \frac{1}{\sigma(Z)} (Z - E(Z)) \quad (3.2.15)$$

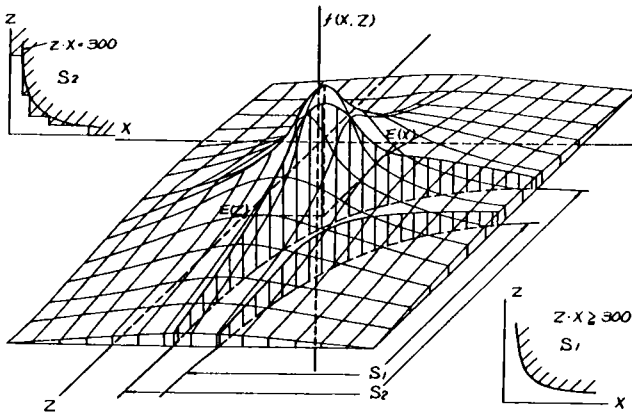


図 3.2.12 2次元確率分布とその積分値の積分領域の大小による差

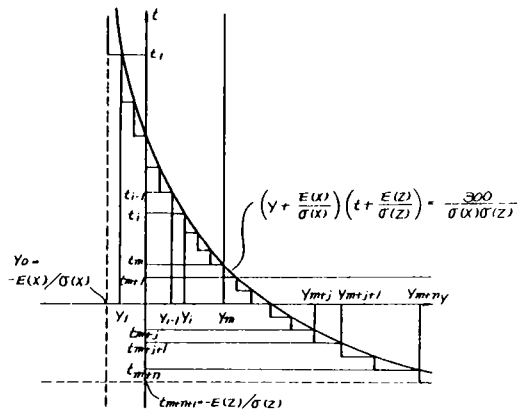


図 3.2.13 2次元確率分布の近似積分領域

$T$  の実測値を  $t$  として、 $x-z$  平面のかわりに  $y-t$  平面に変換すると、式 (3.2.13) の  $S_1$  領域は次の  $S_1^*$  となる。

$$S_1^*: \left(y + \frac{E(X)}{\sigma(X)}\right) \left(t + \frac{E(Z)}{\sigma(Z)}\right) \geq \frac{300}{\sigma(X) \cdot \sigma(Z)} \quad (3.2.16)$$

$S_2$  に対応する領域  $S_2^*$  は図 3.2.13 に示すようになり、双曲線上の座標  $(y_1, t_1), (y_2, t_2), \dots, (y_i, t_i), \dots, (y_m, t_m), \dots, (y_{m+j}, t_{m+j}), \dots, (y_{m+n}, t_{m+n})$  を通る水平線、鉛直線で囲まれる階段状の領域と双曲線の漸近線で囲まれる領域となる。この  $S_2^*$  の領域では式 (3.2.14) の右辺の積分は次式で与えられる。

$$\begin{aligned}
\iint_{s_2} f(x)h(z)dx dz &= \sum_{i=1}^m \int_{t_i}^{\infty} \left[ \int_{y_{i-1}}^{y_i} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{y^2}{2}\right) dy \right] \cdot \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \\
&\quad + \int_{t_{m+1}}^{\infty} \left[ \int_{y_m}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{y^2}{2}\right) dy \right] \cdot \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \\
&\quad + \sum_{j=1}^n \int_{y_{m+j}}^{\infty} \left[ \int_{t_{m+j+1}}^{t_{m+j}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \right] \cdot \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{y^2}{2}\right) dy \\
&= F(t_1) \cdot [F(y_0) - F(y_1)] \\
&\quad + \sum_{j=2}^m F(t_j) \cdot [F(y_{j-1}) - F(y_j)] \\
&\quad + F(t_{m+1}) \cdot F(y_m) \\
&\quad + \sum_{j=1}^{n-1} F(y_{m+j}) \cdot [F(t_{m+j+1}) - F(t_{m+j})] \\
&\quad + F(y_{m+n}) \cdot [F(t_{m+n+1}) - F(t_{m+n})] \quad (3.2.17)
\end{aligned}$$

ここに、 $F(y)$ あるいは $F(t)$ は式(3.2.8)に示す累積分布関数の値である。また、次の関数が成立する。

$$F(-y) = 1 - F(y) \quad (3.2.18)$$

$y_0$ ,  $t_{m+n}$  はそれぞれ次式である。

$$y_0 = -\frac{E(X)}{\sigma(X)}, \quad t_{m+n} = -\frac{E(Z)}{\sigma(Z)} \quad (3.2.19)$$

式(3.2.17)の計算では $y_1 = 0.5$ ,  $y_{m+n-1} = 3.9$ として、この間を0.1刻みとした。

以上による結果は次式となる。

$$\iint_{s_2} f(x)h(z)dx dz = 0.01744 \quad (3.2.20)$$

したがって、地表面の最大加速度期待値が300galを超過する確率は1.75%以下に過ぎず、十分小さな値であると云える。

### (3) 設計用地震加速度値

設計地震力(加速度値)の設定にあたっては変電機器が工場生産される商品であり、全国いたる所の様々な地盤に設置されること、また、互換性も要求されることを考慮して全国一律に同じ値を選定することにした。そのために全国210ヶ所の重要変電所の基盤における加速度期待値と31ヶ所の代表変電所地盤の増幅率を求め検討した。この場合、表層地盤の増幅率を求めるための解析プログラムとして地盤の非線形特性の加味できるものを採用し、また、増幅率を確率分布として処理することにより、大地震時における地震動の局所特性も加味しようとした。ある地点の地表面における加速度値は基盤での加速度値と増幅率の積として表わせる。両値は独立事象と考えられるので、地表面での加速度期待値が300gal以上になる確率を求めたところ1.75%程度に過ぎないことが判明した。したがって、変電所地盤地表面で0.3g(g:重力加速度)を設定しておけば、全国どこに変電機器が設置されてもその超過確率は1.75にすぎないことが確認できた。

### 3.2.3 ま と め

設計用地震動を決めるためには、波形および振幅値を決定しなければならない。変電所地盤および機器の特質を考えて

それらを検討したところ、次のような結果が得られた。

- ① 変電所地盤における観測地震波、変電所地盤モデルを用いた応答解析および公表されている資料から得られた730波に対して想定しうる最大応答値（1質点モデル） $\beta m, \max$  が共振正弦2波入力の応答値を越える波数は76波（10%）、共振正弦3波入力を越える波数は1波に過ぎない。
- ② 全国210個所の重要変電所の基盤における加速度期待値を岡本式より求め、表層地盤における増幅率を代表31地盤モデルに対して求めた。その結果を用いて、地表面地震加速度値が300gal以上になる確率を求めたところ、1.75%に過ぎないことが判明した。

以上より変電所地表面における設計地震動として「0.3g 共振正弦n波」の採用は妥当であり、 $n=2$ を採用するか3を採用するかは変電機器の社会的重要性の程度等によって総合的に判断されるべきものであるとの結論が得られた。

### 3.3 結 語

本章においては、変電所地表面における設計地震動について検討を行なった。まず、3.1では、東北・関東・中部・関西の各地域ごとに1ヶ所ずつ選定した変電所での地震観測結果を用いて、変電所地盤での地震動特性を検討した。3.2では、3.1の地震動特性を踏まえ、かつ、変電所の表層地盤における増幅特性、既発表の地震観測結果および岡本式等による基盤における加速度期待値分布の検討等から変電所地表面における設計地震動を検討した。以上の内容から得られた主要な結論は以下のように要約される。

#### (1) 地震観測結果

- ① 地表面で観測された地震波に対する規準化加速度応答スペクトルの最大応答値 $\beta m, \max$  は、地震のマグニチュードには依存しない。ただし、 $\beta m, \max$ を示すときの振動数 $f_n$ はマグニチュード依存性を示し、マグニチュード6以上の地震に対しては10Hz以下となる。
- ②  $\beta m, \max$ は、1質点モデルが示す最大応答値を意味する。この $\beta m, \max$ と1質点モデルの共振振動数（減衰定数を変電機器の代表値である5%を採用しているため、共振振動数と固有振動数は近似的に等しいと見なせる）を振動数とする正弦波入力に対する応答値とを比較したところ、178波に対する $\beta m, \max$ のうち共振正弦2波入力の応答を超過したものは24波、共振正弦3波入力の応答を超過したものは1波に過ぎないことが確認できた。
- ③ 変電所構内のような狭い領域でも地震動に差が生じる「地震動の局所特性」とも云うべき現象が認められ、仙台変電所・駿速変電所では加速度値で3倍程度の差が生じることが確認できた。
- ④ 地表面での上下加速度値は水平加速度値の $\frac{1}{2}$ 程度を考えれば良い。

- (2) 変電所地盤における観測地震波、変電所地盤モデルに対する応答解析および公表されている資料から得られた730波形に対して想定しうる最大応答値を共振正弦n波（n：波数）入力に対する応答値と比較し検討した結果、共振正弦2波入力の応答値を越える波形数は76波形（10%）、共振正弦3波入力を越える波数は1波に過ぎないことが判明した。したがって、最大応答値によってその耐震強度が決まる変電機器のような構造物に対しては、共振正弦2～3波入力を設計用地震波形として採用するのが妥当であるものと判断できる。

- (3) 全国210個所の重要変電所の基盤における加速度期待値を岡本式により求め、表層地盤における増幅率を代表31地盤モデルに対して11地震波形を用いて求めた。その結果を用いて、地表面地震加速度値が300gal以上になる確率を求めた結果、1.75%に過ぎないことが判明した。すなわち、変電所地盤地表面で0.3g（ $\div 300 \text{ gal}$ , g：重力加速度）を設定しておけば、機器が設置された位置で0.3g以上になる確率は1.7%に過ぎない（確率年間75年）。

- (4) 以上より変電所地表面における設計地震動として「0.3 g 共振正弦 2～3 波」入力を採用すればよい。2 波にするか 3 波にするかは、変電機器の社会的重要性等総合的に判断して決めるべきものである。

## 参 考 文 献

- 1) 例えば 田治見 宏：建築振動学，コロナ社，1968，pp168～172  
大崎 順彦：地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，1977，pp204～213
- 2) Per B.Schnabel, John Lysmer, and H.Bolton Seed : SHAKE, A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontal Layered Site, EERC 72-12, Univ.California, Berkeley, Dec.1972.
- 3) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，1976，pp196～202
- 4) 地震探鉱実験グループ：地震波の生成・伝搬に関する実験，1967，pp77～83
- 5) 高田孝信，大久保忠良，栗林栄一：橋梁の耐震設計に関する研究(I)，建設省土木研究所報告 Vol.128，1965
- 6) 土田 肇，倉田栄一，須藤克子：港湾地域強震観測年報，第 80 号，98 号，116 号，136 号，160 号，181 号，202 号，236 号，港湾技研資料，運輸省港湾技術研究所
- 7) Digitized Strong-Motion Earthquake Accelerograms in Japan 1972, Gakujutsu Bunkenshokai
- 8) T.Iwasaki, T.Katayama : Statistical Analysis of Strong Motion Earthquake Response Spectra, Japan-U.S.Seminar on Earthquake Engineering Research with Emphasis on Lifeline Systems, 1976
- 9) 宇佐美龍夫：日本付近のおもな被害地震の表，震研彙報，Vol.44，1966，pp1571～1622
- 10) 河角 広：有史以来の地震活動より見たる吾国各地の地震危険度および最高震度の期待値，震研彙報，Vol.29，1951
- 11) B.Gutenberg and C.F.Richter : Earthquake Magnitude, Intensity, Energy and Acceleration (Second paper), Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.46, No.2, April, 1956, pp105～146
- 12) H.B.Seed, I.M.Idriss and F.M.Kiefer : Characteristics of Rock Motions during Earthquakes, EERC 68-5, Univ California, Berkeley, Sept.1968
- 13) 岡本舜三：耐震工学，オーム社，1971，pp108～110
- 14) 金井 清：強震動に関する 1 つの考察，震研彙報，Vol.36，1958，pp295～310
- 15) 金井 清，平野金太郎，吉沢静代，浅田鉄太郎：松代地域における強震計観測結果第 1 報，震研彙報，Vol.44，1966，pp1269～1296
- 16) 河角 広：有史以来の地震活動より見たる吾国各地の地震危険度および最高震度の期待値，震研彙報，Vol.29，1951
- 17) 金井 清，鈴木富三郎：基盤における地震動の最高速度振幅の期待値，震研彙報，Vol.46，1968，pp663～666
- 18) 変電設備耐震対策特別委員会報告，電気事業連合会，1979
- 19) 変電機器耐震設計専門委員会：変電機器の耐震設計，電気協同研究，第 34 巻第 3 号，1978

## 第 4 章 基礎・地盤系モデル

## 第4章 基礎・地盤系モデル

変電機器は基礎を介して地盤に設置される。したがって、変電機器の地震時挙動を検討するためには基礎と地盤の動的相互作用について解明しておく必要がある。第2章で説明したように、変電機器基礎の多くは、その底面積が $50\text{ m}^2$ 以下、大きくて $100\text{ m}^2$ 程度と他の構造物基礎に比べ小さいため基礎を支える地盤の動特性、云わゆる、基礎と地盤の動的相互作用の検討が、実規模寸法またはそれに近い寸法の模型基礎の起振実験から可能である。

本章では、基礎の起振実験を「実験法」として位置付けるための基本事項を先ず検討した。次に、種々な地点で実施した実験の結果から地盤ばね係数と減衰係数の諸特性について検討を行ない、地盤のモデル化法について提案した。

「4.1 従来の研究」でも述べるように、基礎を支える地盤をばねとダッシュポット（または、複素ばね）で置換する方法については、古くから半無限弾性体理論として研究されてきている。しかし、この理論の実証は、計測技術や解析技術が十分発達していなかったことも原因して、ただか共振曲線を用いて議論する程度でしかなかった。ここ数年の間に計測技術、解析技術および起振機性能が長足の進歩をとげたこともあり、半無限弾性体理論が示す特性、例えば、減衰定数の振動数依存性の検証等が鋭意行なわれている現状にあり、起振実験結果を用いて地盤のばね特性および減衰特性を検討した本章のもつ意味は大きいと考える。

### 4.1 従来の研究

構造物の地震時挙動を検討するうえで、構造物と地盤の動的相互作用の問題は解明すべき重要課題の一つである。変電機器の場合、その基礎形式は直接基礎か杭基礎である。本節では、両基礎形式についての動的相互作用を取り扱った従来の研究について述べる。

直接基礎と地盤との相互作用に関する研究は、次のように発展してきた。

- ① 半無限弾性体理論（The theory of Half-space）の理論誘導（1930年代～1960年代）。
- ② 半無限弾性体理論解の実用近似式誘導（1960年代）。
- ③ 根入れ効果（埋設効果）も考慮した解析（1960年代後半～1970年代）。
- ④ 境界条件を考慮した有限要素法解析の開発（1960年代後半～現在）

①～④の過程を詳述すれば次のようになる。半無限弾性体理論とは、等質等方な半無限弾性体上に置かれた円板等の変位等を論じる理論の総称として使用されるが、振動問題を最初に取り扱ったのはReissner（1936）である。Shelhter（1948）は、Reissnerの誘導過程での記号の間違いを指摘すると共に剛体を支える地盤をlumped massモデルで十分近似できることを指摘した<sup>1)</sup>。その後Sung（1953）<sup>2)</sup>はReissnerの考え方を更に進め、上下動の場合について接地圧分布が一様分布、放物線分布、剛版分布について解くとともに、円形載荷板の中心変位と作用力の関係を多項式で表示した。さらに、Bycroft（1956）<sup>3)</sup>は、上下動以外の振動モード（並進・回転・ねじり）に対しての解を求め、とくに、並進と回転については多項式の形で近似解を与えた。Hsieh（1962）<sup>4)</sup>はBycroftの解を利用し、ばね係数と減衰係数の形で上下・並進・回転・ねじりの4振動形に対する近似式を利用者が使用し易い形で表示するように努めた。Hall（1967）<sup>5)</sup>は、上下動に対してLysmer（1966）<sup>6)</sup>らが試みたように、並進と回転振動に対して、ばね係数と減衰係数の振動数依存性特性をうまく利用し非常に簡単な形の近似式を提案した。以上誘導された近似式は無次元振動数 $a_0 (= \frac{r_0 \omega}{V_s})$ <sup>7)</sup>、ここに $r_0$ ：載荷板半径、 $\omega$ ：円振動数、 $V_s$ ：地盤S波速度）が2以下を対象としていることから、Veletsos（1971）<sup>8)</sup>らは、無次元振動数が10までの値を表に取りまとめ示した。

我が国においても、鳥海（1954）<sup>9)</sup>は上下・水平・回転の各振動モードに対する解を求め、また、田治見（1959）<sup>10)</sup>（1968）は振動アドミタンス理論と命名した理論を展開し、点加振解から上下・水平・回転の各振動形に対する解を求めると共に



近似式<sup>10)</sup>として提示した。以上の研究は主に円形断面の載荷板を対象にしたものであったが、小堀(1967)<sup>11)</sup>はDynamic Ground Compliance理論と名づけ矩形断面の載荷板に対する解を誘導し、辺長比をパラメータにした数表を提示した。このような半無限弾体理論とは別に、土柱論的な考え方にたつPauw(1953)<sup>12)</sup>や後藤(1961)<sup>13)</sup>の研究もある。

これらの一連の研究では地盤の3次元的な広がりには考慮しているものの、地盤や基礎形状を極端に単純化し、かつ、地盤材料の非線型特性を十分に反映し切れないため、実際の適用にあたっては、工学的判断の要求される場合の多いことは事実である。

この欠点を補うためLysmer(1969)<sup>14)</sup>らは、境界面で基礎から波動として逸散するエネルギーを吸収する機構(ダッシュポット)を取り入れた有限要素法解析を提案した。現在もこの種の解析手法の研究は様々な人々により行なわれているがここでは省略する。

前述したような理論的な研究を実験的に確認しようとする研究も行なわれている。たとえば、Richart(1967)<sup>15)</sup>やNovak(1970)<sup>16)</sup>は剛体基礎の起振実験の結果得られる共振曲線と半無限弾性理論解とを比較することにより、「微小ひずみであれば理論値で推定可能である」、「定性的には理論値と一致するが定量的には不十分である」等の結果を提示している。また、起振実験結果を半無限弾性体理論解との比較に重点を置くのではなく、実験事実から地盤ばね係数の特性を検討しようとする研究も、Tschebotarioff(1948)<sup>17)</sup>、中川(1952)<sup>18)</sup>(1961)<sup>19)</sup>、久田(1953)<sup>20)</sup>、田村ら(1963)<sup>21)</sup>、野口ら(1970)<sup>22)</sup>により実施され、地盤ばね係数の諸特性(底面積依存性、接地圧分布等)について考察している。その後計測技術の向上と共に土岐ら(1975)<sup>23)</sup>は起振力と応答の位相遅れ角を計測し、地盤ばね係数と減衰係数についてその振動数依存性を含めた議論も行なっている。最近になって実験で得られる応答波形の解析精度の向上に伴ない、起振力に対する応答の位相遅れ角を精度よく求めることが可能になってきた。したがって、実験結果を地盤ばね係数、減衰係数、減衰定数の形で求め、半無限弾性体理論と比較・検討を行なうと共に、とくに、地下逸散に基づく減衰定数の振動数依存性に注目した研究が鋭意なされている現状にある。

基礎は地中に埋設されるのが一般的であり、「根入れ効果」も必要な検討事項の一つである。検討法として今までに田治見(1966)<sup>24)</sup>、Novak(1972)<sup>25)</sup>、Krizekら(1972)<sup>27)</sup>の提案した手法がある。田治見の方法は、表層に根入れされた基礎(基盤まで根入れされている)を級数展開を用いて解く方法であるため、すべての場合に利用できるとは限らない。Novakの方法は、根入部地盤を薄層の集合体と考え、薄層に対して得られているBaranovが誘導した解を用いて根入れ効果を評価したもので、その結果は各振動モードに対し複素ばね係数の形で多項式による近似式として示されている。Krizekらの方法は地盤を質量とばねとダッシュポットでモデル化する、いわゆる、格子モデルにより解くもので、有限要素法と同じく、根入れ効果の評価に格子モデルを適用した例ということになる。したがって、現在までの研究成果を用いてばね・質量系モデルにより構造物と地盤の動的相互作用を検討する場合には、根入れ効果をNovakの方法で評価するのが今のところ表示形の上からは便利である。

次に杭基礎についての研究成果を述べる。ただし、変電機器基礎の場合には、基礎寸法も小さく杭本数も少ない場合が多いため、直接基礎との応答比較の観点からまとめた研究成果を示す。この種の研究としては、市之瀬ら(1965)<sup>28)</sup>、日本建築学会(1965)<sup>29)</sup>、江刺ら(1976)<sup>30)</sup>、山原(1971)<sup>31)</sup>があるに過ぎない。表4-1に結果をまとめて示した。山原以外はすべて同一寸法の直接基礎と杭基礎の起振実験結果を比較することにより杭の効果を論じたものである。なお、杭基礎の解析法として、Penzien(1964)<sup>32)</sup>、Novak(1974, 1977)<sup>33)</sup><sup>34)</sup>、山本<sup>35)</sup>(1966, 1967)等の提案した方法がある。

本章では以上の研究成果を踏えて、基礎を支える地盤(含む杭)のばね係数と減衰係数の諸特性をコンクリートブロックの起振実験から検討し、特に、地盤ひずみ依存性や理論解との対比に主眼を置き、工学的に寄与できる形で結果をまとめるように努めた。また、過去の実験例を調べると、実験上の誤りを実験結果とみなしているものもあるため、信頼できる起振実験結果を得るために注意すべき事項についても検討し、「起振実験による地盤ばね係数と減衰係数の算定方法」を提示した。

表 4. 1 杭基礎と直接基礎の動特性比較

研究者名(報告書名)	地盤条件	基礎寸法(m)			杭				結果																																																																																																							
		幅	奥行き	高さ	種類	長さ(m)	径(mm)	厚(mm)		本数																																																																																																						
市之瀬氏 <sup>(25)</sup> 清水建設研究所 報告 昭和40年4月	不明	300	150	100	鋼管	1300	45	7.9	2	(1) 水平方向起振, 根入れなし ・共振振動数: (杭基礎 1.64 Hz) > (直接基礎 1.52 Hz) ・基礎振幅: 杭基礎 = (0.6~0.7) × 直接基礎 (2) 上下方向起振, 根入れなし (3) 基礎振幅: 杭基礎 = (0.7~0.8) × 直接基礎 埋戻し土による効果は上下動に比べ水平動の場合に著しい 杭基礎に比べ直接基礎の場合に著しい																																																																																																						
日本建築学会 地震杭委員会 <sup>(26)</sup> 昭和40年5月	○ シルト質粘土 (Vs = 140 m/s) ○ 摩擦杭	90 270 270	90 270 270	120 130 190	鋼管 " "	550 " "	30 " "	3.2 " "	1 (単杭) 9 (群杭) 9 (群杭)	<table><tr><th rowspan="2">数</th><th rowspan="2">偏心モーメント (kg-cm)</th><th colspan="2">共振振動数 (Hz)</th><th colspan="2">水平方向動的k値 k<sub>H</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</th><th colspan="2">上下方向動的k値 k<sub>V</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</th><th colspan="2">減衰定数 h (秒)</th><th colspan="3">対象基礎 (m)</th></tr><tr><th>杭</th><th>直接</th><th>杭</th><th>直接</th><th>杭</th><th>直接</th><th>杭</th><th>直接</th><th>幅</th><th>奥行き</th><th>高さ</th></tr><tr><td>単杭</td><td>6</td><td>6.17</td><td>6.00</td><td>1.50</td><td>2.74</td><td>12.70</td><td>10.55</td><td>7.1</td><td>8.7</td><td>90</td><td>90</td><td>120</td></tr><tr><td>9杭</td><td>47</td><td>4.00</td><td>4.50</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>270</td><td>270</td><td>130</td></tr><tr><td>9杭</td><td>234</td><td>8.50</td><td>7.50</td><td>1.08</td><td>1.02</td><td>3.74</td><td>2.60</td><td>14.7</td><td>13.3</td><td>270</td><td>270</td><td>130</td></tr><tr><td>9杭</td><td>938</td><td>7.50</td><td>5.00</td><td>0.82</td><td>0.50</td><td>4.75</td><td>1.40</td><td>—</td><td>13.6</td><td>270</td><td>270</td><td>190</td></tr><tr><td>9杭</td><td>243</td><td>5.25</td><td>5.00</td><td>0.75</td><td>1.10</td><td>5.78</td><td>3.50</td><td>—</td><td>8.00</td><td>270</td><td>270</td><td>190</td></tr><tr><td>9杭</td><td>938</td><td>5.00</td><td>4.00</td><td>0.65</td><td>0.70</td><td>6.06</td><td>2.27</td><td>10.5</td><td>12.5</td><td>270</td><td>270</td><td>190</td></tr></table>	数	偏心モーメント (kg-cm)	共振振動数 (Hz)		水平方向動的k値 k <sub>H</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )		上下方向動的k値 k <sub>V</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )		減衰定数 h (秒)		対象基礎 (m)			杭	直接	杭	直接	杭	直接	杭	直接	幅	奥行き	高さ	単杭	6	6.17	6.00	1.50	2.74	12.70	10.55	7.1	8.7	90	90	120	9杭	47	4.00	4.50	—	—	—	—	—	—	270	270	130	9杭	234	8.50	7.50	1.08	1.02	3.74	2.60	14.7	13.3	270	270	130	9杭	938	7.50	5.00	0.82	0.50	4.75	1.40	—	13.6	270	270	190	9杭	243	5.25	5.00	0.75	1.10	5.78	3.50	—	8.00	270	270	190	9杭	938	5.00	4.00	0.65	0.70	6.06	2.27	10.5	12.5	270	270	190
数	偏心モーメント (kg-cm)	共振振動数 (Hz)		水平方向動的k値 k <sub>H</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )		上下方向動的k値 k <sub>V</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )		減衰定数 h (秒)		対象基礎 (m)																																																																																																						
		杭	直接	杭	直接	杭	直接	杭	直接	幅	奥行き	高さ																																																																																																				
単杭	6	6.17	6.00	1.50	2.74	12.70	10.55	7.1	8.7	90	90	120																																																																																																				
9杭	47	4.00	4.50	—	—	—	—	—	—	270	270	130																																																																																																				
9杭	234	8.50	7.50	1.08	1.02	3.74	2.60	14.7	13.3	270	270	130																																																																																																				
9杭	938	7.50	5.00	0.82	0.50	4.75	1.40	—	13.6	270	270	190																																																																																																				
9杭	243	5.25	5.00	0.75	1.10	5.78	3.50	—	8.00	270	270	190																																																																																																				
9杭	938	5.00	4.00	0.65	0.70	6.06	2.27	10.5	12.5	270	270	190																																																																																																				
註: k <sub>V</sub> は回転ばね係数を底向中心軸回二次モーメントで除した値。																																																																																																																
江刺氏 <sup>(30)</sup> 電力中央研究所 研究報告 昭和51年11月	○ 砂地盤 GL 0~4m Vs = 120 m/s GL 4~17m Vs = 185 m/s ○ 先端支持杭	650	650	200	鋼管	3899 ~4065	101.6	上杭 127 下杭 9	5	図 4.1.1 参照																																																																																																						
同上	○ ローム地盤 GL 4~5m Vs = 110 m/s GL 5~10m Vs = 298 m/s GL 10m以深 レキ層 ○ 先端支持杭	510	360	190	鋼管	980 ~1000	40.64	64	2	図 4.1.2 参照																																																																																																						
山原氏 土と基礎 昭和46年8月	関東地方に散在する鉄筋コンクリート造アパートの固有周期から理論式により Vs を逆算し、杭の補剛効果(杭基礎にしたことによるみかけの地盤 S 波速度 Vs の増加率)をを検討した。	<table><tr><th>地盤</th><th>補剛効果</th></tr><tr><td>軟弱地盤</td><td>30 ~ 50 %</td></tr><tr><td>中位の地盤</td><td>10 ~ 30 %</td></tr><tr><td>良質地盤</td><td>0 ~ 10 %</td></tr></table>									地盤	補剛効果	軟弱地盤	30 ~ 50 %	中位の地盤	10 ~ 30 %	良質地盤	0 ~ 10 %																																																																																														
地盤	補剛効果																																																																																																															
軟弱地盤	30 ~ 50 %																																																																																																															
中位の地盤	10 ~ 30 %																																																																																																															
良質地盤	0 ~ 10 %																																																																																																															

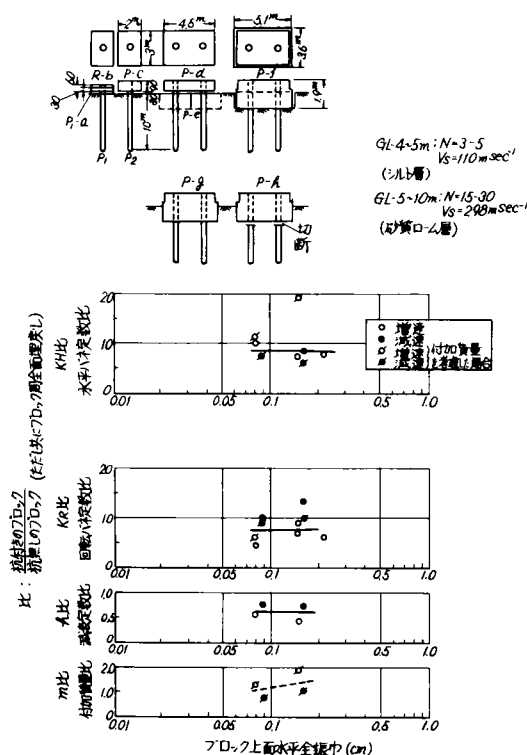


図 4.1.1 杭基礎と直接基礎の動特性比較<sup>30)</sup>

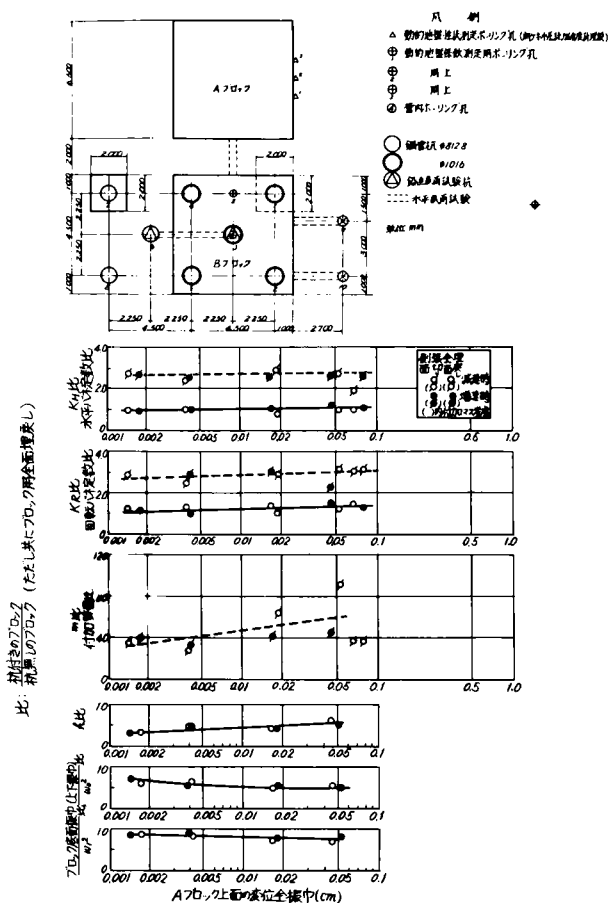


図 4.1.2 杭基礎と直接基礎の動特性比較<sup>30)</sup>

## 4.2 起振実験による検討法

本節では、コンクリート・ブロックからなる剛体基礎の起振実験から地盤モデル諸係数を求める場合に必要となる事項について検討する。検討する主な内容は、地盤ばね係数と減衰係数の算出法、起振機の具備すべき条件および起振実験時の注意事項であり、その内容を以下に示す。

### 4.2.1 地盤ばね係数と減衰係数の算出法

#### (1) 基礎根入れのない場合

地盤上に設置した基礎を起振機で水平方向に加振した場合、図 4.2.1 のようにモデル化できる。このモデルでは、地盤弾性を水平ばねと回転ばねで置換し、地盤減衰性をそれぞれのばねと並列に配置するダッシュ・ポットで置換する。

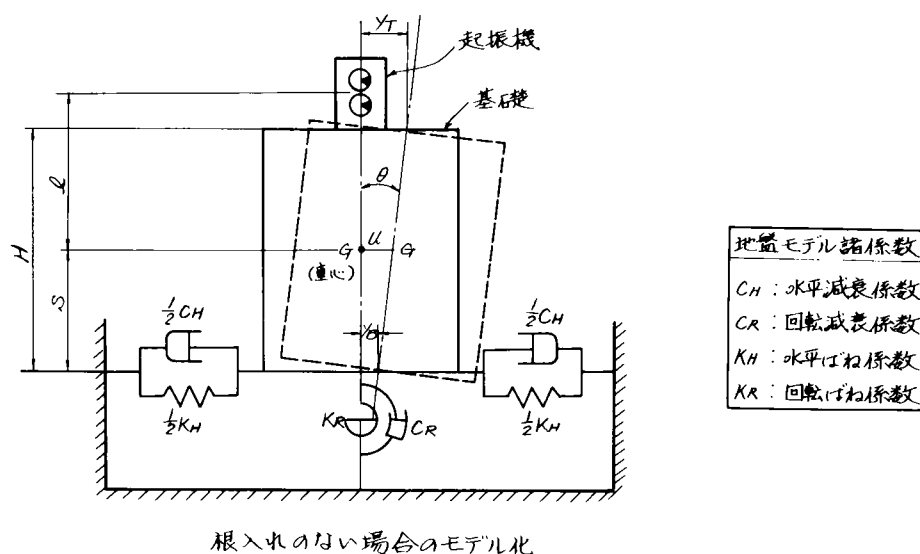


図 4.2.1 起振実験のモデル化

このモデルに対する運動方程式は次式となる。

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = \{F\} \quad (4.2.1)$$

$$\text{ここに } \{X\} = \begin{Bmatrix} u \\ \theta \end{Bmatrix}, \{F\} = m_0 r \omega^2 \exp(i\omega t) \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$[M] = \begin{Bmatrix} M & 0 \\ 0 & I_G \end{Bmatrix}, [C] = \begin{Bmatrix} C_H & -C_H S \\ -C_H S & C_R + C_H S^2 \end{Bmatrix}$$

$$[K] = \begin{Bmatrix} K_H & -K_H S \\ -K_H S & K_R + K_H S^2 \end{Bmatrix}$$

$u$ : 基礎重心位置水平変位

$\theta$ : 基礎回転角

$M$ : 基礎と起振機の合計質量

$I_G$ : 重心軸回りの質量慣性モーメント (基礎と起振機を 1 体とする)

$C_H, C_R$ : それぞれ地盤の水平減衰係数と回転減衰係数

$K_H, K_R$ : それぞれ地盤の水平ばね係数と回転ばね係数

$S$ : 基礎・起振機系重心と地盤ばね作用点間距離

$\ell$  : 基礎・起振機系重心と起振力作用点間距離

$m \circ r$  : 起振機の偏心モーメント

$\omega$  : 起振力円振動数

$\cdot (\text{dot}) : \frac{d}{dt}$

$i$  : 虚数単位

式 ( 4.2.1 ) より基礎重心位置水平変位  $u$  と基礎回転角  $\theta$  の厳密解を求めると次式となる。

$$\left. \begin{aligned} u &= \left( \frac{Du^2 + Eu^2}{Au^2 + Bu^2} \right)^{\frac{1}{2}} \left( \frac{m \circ r}{M} \right) \left( \frac{\omega}{\omega_H} \right)^2 \exp ( i \omega t - \varphi_u ) \\ \theta &= \left( \frac{D\theta^2 + E\theta^2}{A\theta^2 + B\theta^2} \right)^{\frac{1}{2}} \left( \frac{m \circ r}{M} \right) \left( \frac{\omega}{\omega_H} \right)^2 \exp ( i \omega t - \varphi_\theta ) \end{aligned} \right\} \quad ( 4.2.2 )$$

$$\text{ここへ} \quad \varphi_u = \tan^{-1} \frac{Bu \cdot Du - Au \cdot Eu}{Au \cdot Du + Bu \cdot Eu}$$

$$\varphi_\theta = \tan^{-1} \frac{B_\theta \cdot D_\theta - A_\theta \cdot E_\theta}{A_\theta \cdot D_\theta + B_\theta \cdot E_\theta}$$

$$Au = \frac{i_o^2}{e_o^2} \left( \frac{\omega}{\omega_H} \right) - \left( \frac{s^2 + i_o^2}{e_o^2} + 4 h_H h_R \frac{i_o}{e_o} + 1 \right) \left( \frac{\omega}{\omega_H} \right)^2 + 1$$

$$Bu = -2 \left\{ \left[ h_H \frac{s^2 + i_o^2}{e_o^2} + h_R \frac{i_o}{e_o} \right] \left( \frac{\omega}{\omega_H} \right)^3 - \left( h_H + h_R \frac{i_o}{e_o} \right) \left( \frac{\omega}{\omega_H} \right) \right\}$$

$$Du = - \frac{i_o^2}{e_o^2} \left( \frac{\omega}{\omega_H} \right)^2 + \frac{s^2 + s\ell}{e_o^2} + 1$$

$$Eu = 2 \left[ h_H \frac{s^2 + s\ell}{e_o^2} + h_R \frac{i_o}{e_o} \right] \left( \frac{\omega}{\omega_H} \right)$$

$$A_\theta = -Au, \quad B_\theta = -Bu$$

$$D_\theta = \frac{\ell}{e_o^2} \left( \frac{\omega}{\omega_H} \right)^2 - \frac{s + \ell}{e_o^2}$$

$$E_\theta = -2 h_H \frac{s + \ell}{e_o^2} \left( \frac{\omega}{\omega_H} \right)$$

$$i_o^2 = \frac{I_G}{M}, \quad e_o^2 = \frac{K_R}{K_H}$$

$$h_H = \frac{C_H}{2\sqrt{K_H M}}, \quad h_R = \frac{C_R}{2\sqrt{K_R I_G}}$$

$$\omega_H^2 = \frac{K_H}{M}$$

式 ( 4.2.1 ) をモード解析によって求めると、並進振動と回転振動の 2 自由度振動系であることから次式となる。<sup>36)</sup>

$$\left\{ \begin{matrix} u \\ \theta \end{matrix} \right\} = \sum_{j=1}^2 q_j \left\{ \begin{matrix} X_j \end{matrix} \right\} \quad ( 4.2.3 )$$

$$\text{ここへ} \quad q_j = (Z_j + \ell) \frac{m \circ r}{M} \left( \frac{\omega}{\omega_H} \right)^2 \frac{\exp ( i (\omega t - \varphi_j) )}{\sqrt{ \left\{ 1 - \left( \frac{\omega}{\omega_j} \right)^2 \right\}^2 + 4 h_j^2 \left( \frac{\omega}{\omega_j} \right)^2 }} \quad ( 4.2.4 )$$

$$\left\{ \begin{matrix} X_j \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} Z_j \\ 1 \end{matrix} \right\}$$

$$\begin{aligned}
M_j &= MZ_j^2 + I_G \\
C_j &= C_H(Z_j - S)^2 + C_R \\
K_j &= K_H(Z_j - S)^2 + K_R \\
\omega_j^2 &= \frac{K_j}{M_j} \\
h_j &= \frac{C_j}{2\sqrt{K_j M_j}} \\
\varphi_j &= \tan^{-1} \frac{2h_j \frac{\omega}{\omega_j}}{1 - (\frac{\omega}{\omega_j})^2}
\end{aligned}$$

$Z_j$  : 基礎・起振機系重心を原点とし、下心ロッキング中心方向を正の方向とした場合のロッキング中心位置座標 ( $j=1$ :下心ロッキング,  $j=2$ :上心ロッキング)

起振実験から地盤ばね係数と減衰係数を求めるためには、後述するように基礎挙動の計測が必要不可欠な作業となる。式(4.2.1)に示したように、基礎は2自由度系としての振動挙動を示すため、厳密には基礎重心位置水平変位  $u$  と基礎回転角  $\theta$  を計測する必要がある。その計測をどの程度まで厳密にする必要があるのかを検討するため、厳密解(式(4.2.2))とモード解の1次モードのみを採用する近似解(式(4.2.3))にて  $j=1$  )との比較および水平変位  $u$  と基礎回転角  $\theta$  等の位相遅れ角の比較を行なった。それらの結果が図4.2.2と図4.2.3にそれぞれ示されている。ここに検討対象とした基礎は、同図中にも示した基礎寸法のもので、起振実験で使用した標準的な基礎に相当する。図4.2.2から次のことがわかる。

- ① 一次共振振動数より少し高い振動数までは厳密解(2自由度系)と1次のみのモード解とに有意の差は認められない。
- ② 変位応答  $u$  と回転応答  $\theta$  の起振力に対する位相遅れ角は、一次共振振動数より少し大きな振動数までは両者の差はたかだか数度程度である。基礎上面応答変位  $y_T$  の位相遅れ角は  $u$  と  $\theta$  の中間値を示す。

したがって、実験精度から判断して  $u$  と  $\theta$  との位相差の検出が困難な場合には、“一次共振振動数までの応答”を検討対象として、“基礎上面応答変位  $y_T$  の位相遅れ角”を応答の位相遅れ角で代表させる“一自由度系”とみなした解析から地盤ばね係数と減衰係数を算出する近似解の採用が可能となる。

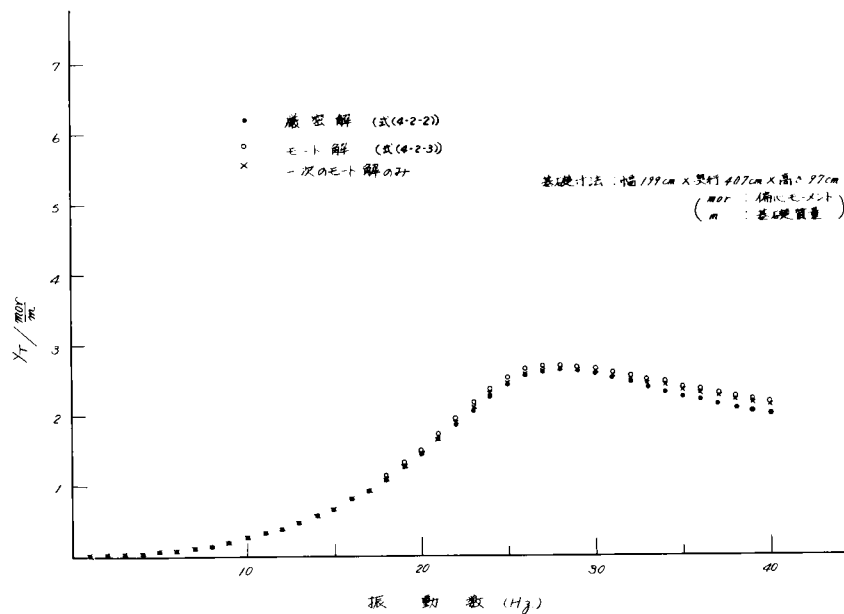


図4.2.2 並進・回転振動の厳密解とモード解の比較(4.3節F地点基礎に相当)  
(基礎上面水平変位  $y_T$ )

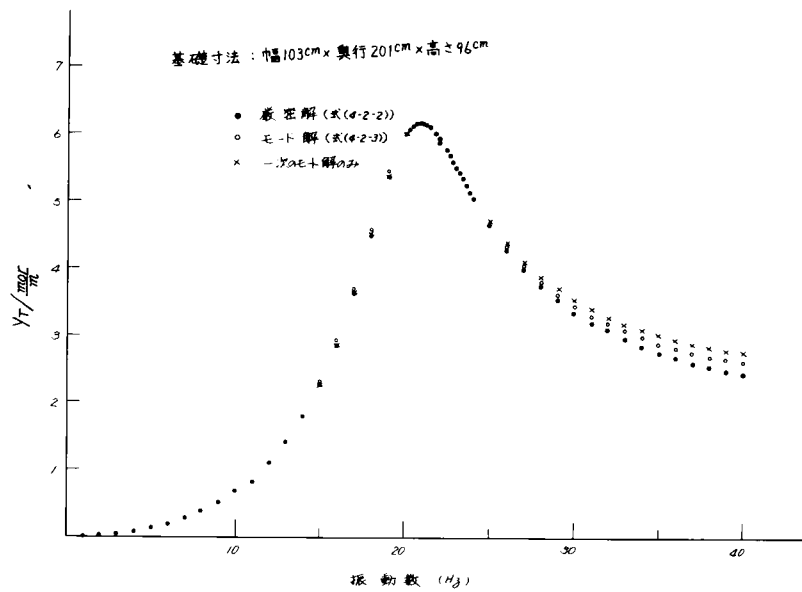


図 4.2.2 ( 続き ) 並進・回転振動の厳密解とモード解の比較 ( 4.3 節 F 地点基礎に相当 )

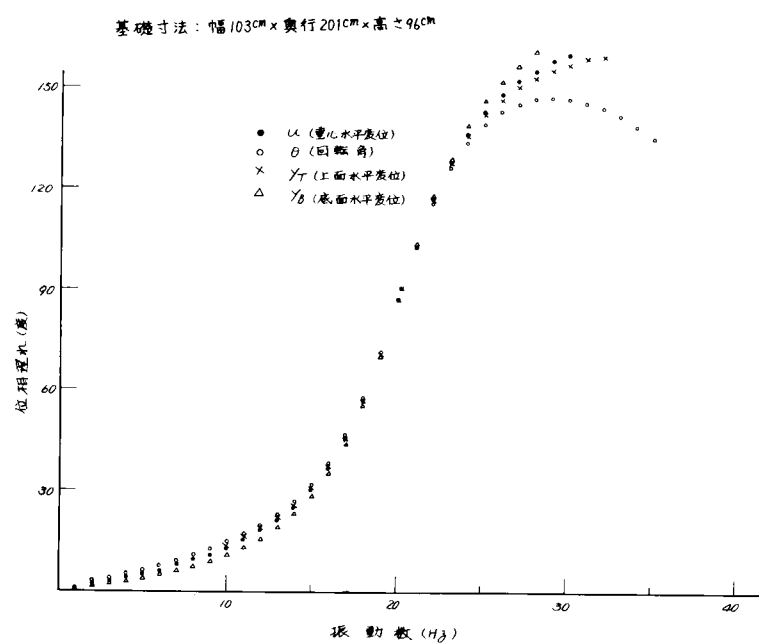
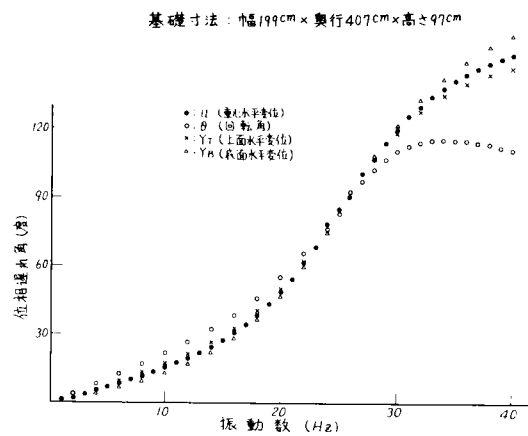


図 4.2.3 諸応答の起振力に対する位相遅れ角特性 ( 4.3 節 F 地点基礎に相当 )

(a) 近似解

基礎の重心応答変位  $u$  と回転角  $\theta$  が起振力に対して同位相 (位相遅れ角  $\varphi = \varphi_u = \varphi_\theta$ ) で振動しているとみなせる場合について、まず検討する。

$$\left. \begin{aligned} u &= U_0 \sin(\omega t - \varphi) \\ \theta &= \theta_0 \sin(\omega t - \varphi) \end{aligned} \right\} \quad (4.2.5)$$

式 (4.2.5) を式 (4.2.1) に代入し整理すると、地盤の水平ばね係数 ( $K_H$ )、回転ばね係数 ( $K_R$ )、水平減衰係数 ( $C_H$ )、回転減衰係数 ( $C_R$ ) は次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} K_H &= \frac{m_0 r \omega^2 \cos \varphi + M \omega^2 U_0}{U_0 - S \theta_0} \\ K_R &= \frac{m_0 r \omega^2 (\ell + S) \cos \varphi + I_G \omega^2 \theta_0 + M S \omega^2 U_0}{\theta_0} \\ C_H &= \frac{m_0 r \omega \sin \varphi}{U_0 - S \theta_0} \\ C_R &= \frac{m_0 r \omega (\ell + S) \sin \varphi}{\theta_0} \end{aligned} \right\} \quad (4.2.6)$$

上式の右辺に含まれる諸量のうち、 $U_0$ 、 $\theta_0$ 、 $\varphi$  および  $\omega$  は実験結果からの既知量であり、 $m_0 r$ 、 $M$ 、 $I_G$ 、 $\ell$ 、 $S$  は実験条件として得られる既知量である。したがって、式 (4.2.6) を用いることにより地盤のばね係数と減衰係数は起振実験から求めることができる。

(b) 厳密解

$$\left. \begin{aligned} u &= U e^{i\omega t} \\ \theta &= \theta e^{i\omega t} \end{aligned} \right\} \quad (4.2.7)$$

ここに  $U, \theta$  : 複素数

とおき、さらに  $K_H$ 、 $C_H$  と  $K_R$ 、 $C_R$  を複素剛性の形で次式のように表す。

$$\left. \begin{aligned} \mathbb{K}_H &= K_H + i\omega C_H \\ \mathbb{K}_R &= K_R + i\omega C_R \end{aligned} \right\} \quad (4.2.8)$$

式 (4.2.7)、(4.2.8) を式 (4.2.1) に代入し整理すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} \mathbb{K}_H &= \frac{m_0 r \omega^2 + M \omega^2 U}{U - S \theta} \\ \mathbb{K}_R &= \frac{(\ell + S) m_0 r \omega^2 + \omega^2 (S M U + I_G \theta)}{\theta} \end{aligned} \quad (4.2.9)$$

地盤のばね定数  $K_H$ 、 $K_R$ 、減衰係数  $C_H$ 、 $C_R$  は式 (4.2.8) および式 (4.2.9) より次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} K_H &= \operatorname{Re}(\mathbb{K}_H) \\ K_R &= \operatorname{Re}(\mathbb{K}_R) \\ C_H &= \frac{1}{\omega} \operatorname{Im}(\mathbb{K}_H) \\ C_R &= \frac{1}{\omega} \operatorname{Im}(\mathbb{K}_R) \end{aligned} \right\} \quad (4.2.10)$$

実数の型で求めるためには次のようにすればよい。基礎の重心応答変位  $u$  と回転角  $\theta$  が起振力に対して、それぞれ、位相遅れ角  $\varphi_u$  と  $\varphi_\theta$  で振動しているとする。

$$\left. \begin{aligned} u &= U_0 \sin(\omega t - \varphi_u) \\ \theta &= \theta_0 \sin(\omega t - \varphi_\theta) \end{aligned} \right\} \quad (4.2.11)$$

式(4.2.11)を式(4.2.1)に代入し整理すると $K_H$ ,  $K_R$ ,  $C_H$ ,  $C_R$ を求める式として次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} K_H &= \frac{[m_0 r (U_0 \cos \varphi_u - S \theta_0 \cos \varphi_\theta) + M (U_0^2 - S U_0 \theta_0 \cos(\varphi_u - \varphi_\theta))] \omega^2}{U_0^2 + S^2 \theta_0^2 - 2 S \theta_0 U_0 \cos(\varphi_u - \varphi_\theta)} \\ K_R &= \frac{[m_0 r \ell \cos \varphi_\theta + I_G \theta_0] \omega^2 + \omega C_H S [U_0 \cos(\varphi_u - \varphi_\theta) - S \theta_0] + K_H S U_0 \sin(\varphi_\theta - \varphi_u)}{\theta_0} \\ C_H &= \frac{[m_0 r (U_0 \sin \varphi_u - S \theta_0 \sin \varphi_\theta) - M S U_0 \theta_0 \sin(\varphi_\theta - \varphi_u)] \omega}{U_0^2 + S^2 \theta_0^2 - 2 S \theta_0 U_0 \cos(\varphi_u - \varphi_\theta)} \\ C_R &= \frac{m_0 r \ell \omega^2 \sin \varphi_\theta + \omega C_H S [U_0 \cos(\varphi_u - \varphi_\theta) - S \theta_0] - K_H S U_0 \sin(\varphi_\theta - \varphi_u)}{\omega \theta_0} \end{aligned} \right\} \quad (4.2.12)$$

右辺は近似解(式(4.2.6))の場合と同様、実験結果および実験条件よりすべて既知量となるのでばね係数( $K_H$ ,  $K_R$ )と減衰係数( $C_H$ ,  $C_R$ )は起振実験から求めることができる。なお、最近では、自動計測し計算機で自動処理させるため式(4.2.10)から直接求めることができる。

## (2) 基礎根入れのある場合

基礎が地中深さ $L$ まで根入れされている場合、根入れされた部分の地盤反力を図4.2.4に示すような水平ばねと回転ばねおよびばねと並列なダッシュポットでモデル化する。このモデルに対する運動方程式は次式となる。

$$[M] \{\ddot{X}\} + [C'] \{\dot{X}\} + [K'] \{X\} = \{F\} \quad (4.2.13)$$

ここに

$$[C'] = \begin{bmatrix} C_H + C_{HS} & -C_H S - C_{HS} (S - \frac{L}{2}) \\ -C_H S - C_{HS} (S - \frac{L}{2}) & C_R + C_{RS} + C_H S^2 + C_{HS} (\frac{L^2}{3} - L S + S^2) \end{bmatrix}$$

$$[K'] = \begin{bmatrix} K_H + K_{HS} & -K_H S - K_{HS} (S - \frac{L}{2}) \\ -K_H S - K_{HS} (S - \frac{L}{2}) & K_R + K_{RS} + K_H S^2 + K_{HS} (\frac{L^2}{3} - L S + S^2) \end{bmatrix}$$

$K_{HS}$  : 根入れ部地盤による水平ばね係数 ,  $L$  : 根入れ深さ

$C_{HS}$  : 根入れ部地盤による水平減衰係数 , 他は式(4.2.1)に同じ

$K_{RS}$  : 根入れ部地盤による回転ばね係数 ,

$C_{RS}$  : 根入れ部地盤による回転減衰係数 ,

$[M]$ ,  $\{X\}$ ,  $\{F\}$  : 式(4.2.1)に同じ

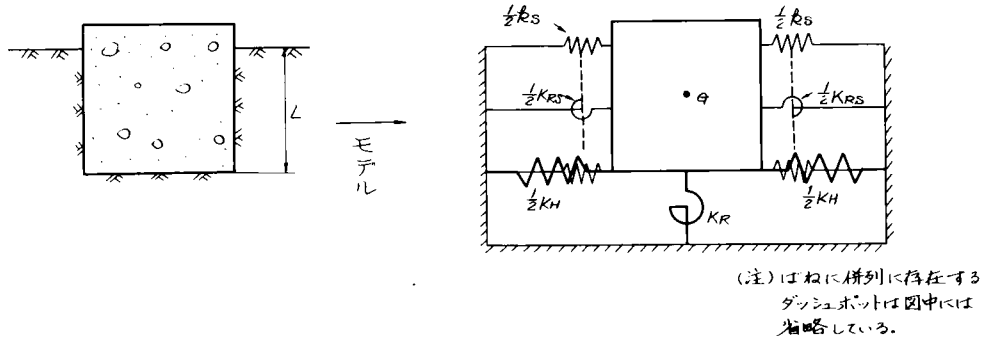
根入れありの場合にも式(4.2.5)が成立すると仮定し、式(4.2.13)に代入し整理すると次式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} K_{HS} &= \frac{m_0 r \omega^2 \cos \varphi + (M \omega^2 - K_H) U_0 + K_H S \theta_0}{U_0 - (S - \frac{L}{2}) \theta_0} \\ K_{RS} &= \frac{m_0 r \omega^2 \ell \cos \varphi + (I_G \omega^2 - K_R - K_H S^2) \theta_0 + K_H S U_0 + \alpha K_H [(S - \frac{L}{2}) U_0 - (\frac{L^2}{3} - L S + S^2) \theta_0]}{\theta_0} \\ C_{HS} &= \frac{m_0 r \omega \sin \varphi - C_H (U_0 - S \theta_0)}{U_0 - (S - \frac{L}{2}) \theta_0} \end{aligned} \right\} \quad (4.2.14)$$



$$C_{RS} = \frac{m_0 r \omega \sin \phi + (C_H S + C_{HS} (S - \frac{L}{2})) U_0 - (C_R + C_H S^2 + C_{HS} (\frac{L^2}{3} - LS + S^2)) \theta_0}{\theta_0}$$

式(4.2.14)から根入れ部のばねおよびダッシュポットの諸係数を求めるためには、基礎底面に作用するばねおよびダッシュポットの諸係数が既知である必要がある。それ以外の値は実験条件および実験からすべて既知となる。なお、基礎の応答を式(4.2.5)と仮定したことからも推定できるように式(4.2.14)は近似解である。



埋設(根入れ)深さ  $L$

$K_H$  : ブロック底面に作用する水平ばねのばね係数

$K_R$  : ブロック底面に作用する回転ばねのばね係数

$K_S$  : ブロック埋設(根入れ)部の単位厚さ当りに作用する水平ばねのばね係数

$K_{RS}$  : ブロック埋設(根入れ)部に作用する回転ばねのばね係数

$$K_{HS} = L \cdot K_S$$

図 4.2.4 根入れされた基礎のモデル化

#### 4.2.2 起振機の具備すべき条件

起振実験から地盤ばね係数や減衰係数を求める場合、使用する起振機は次の条件を満足しなければならない。

- ① 起振速度(起振振動数)制御が十分な精度で可能なこと。
- ② 基礎・地盤系としての振動系が定常振動を維持するのに必要なエネルギー供給が可能なこと。

本項では上記2条件を満足するために起振機が具備すべき条件を検討する。

##### (1) 起振機の原理

起振機は、図 4.2.5 に示すように、偏心した重錘を回転させた時に発生する遠心力を利用して、力を発生させる機構を採用している。例えば、回転中心  $O$  から半径  $r$  で質量  $\frac{1}{2}m_0$  なる重錘を円振動数  $\omega$  で回転させた時の遠心力  $F_c$  は次式となる。

$$F_c = \frac{1}{2} m_0 r \omega^2 \quad (4.2.15)$$

この機構を図 4.2.5 に示すように2個組合せると、任意方向に次式で示すような円振動数  $\omega$  なる周期荷重の発生が可能となる。

$$F = m_0 r \omega^2 \sin \omega t \quad (4.2.16)$$

ここに  $m_0 r$  : 偏心モーメント

起振機は、この原理を利用したもので、図 4.2.5 は起振機として最も単純な機構のものである。

起振力  $F$  は式(4.2.16)から決定されることになるから、起振円振動数  $\omega$  すなわち、起振速度  $\omega$  を所定値に制御できることが起振機の条件となる。

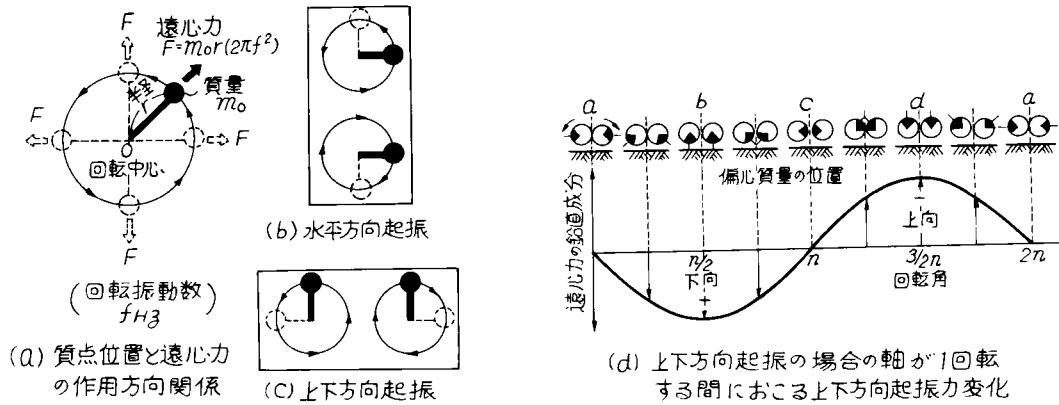


図 4.2.5 起振機の原理

## (2) 起振速度制御のための条件

基礎の起振実験を実施した場合、基礎に剛結された起振機は基礎と一体となって振動するため、式(4.2.16)から起振力を求める場合には、不動点と考えられている偏心重錘の回転中心も振動することになる。このような条件下で起振速度すなわち起振円振動数 $\omega$ が一定となるための条件について検討する。

### (a) トルクと供給電力(パワ)との関係<sup>37)</sup>

起振機は偏心質量を電動機を用いて回転させることによって発生する遠心力を利用する。トルクは、電力が電動機を介して変換されたものと考えられるので、以下に基礎知識となる事項を簡単に説明する。

質量 $m_i$ の質点 $i$ が、回転軸との垂直距離(半径) $r_i$ 、角速度 $\omega$ で回転しているときのトルク $T_i$ は次式となる(図4.2.6)。

$$T_i = m_i \cdot a \times r_i \quad (4.2.17)$$

ここに $a$ :接線方向加速度( $r_i \frac{d\omega}{dt}$ )

上式は次式となる。

$$T_i = m_i \cdot r_i^2 \frac{d\omega}{dt} = J_i \frac{d\omega}{dt} \quad (4.2.18)$$

式(4.2.18)を回転体全体について考えると全トルク $T$ は次式となる。

$$T = \sum J_i \frac{d\omega}{dt} = J \frac{d\omega}{dt} \quad (4.2.19)$$

ここに $J = \sum m_i r_i^2$ :慣性モーメント

回転体の運動エネルギーの時間的変化 $P_m$ はトルクと次式の関係にある。

$$P_m = \frac{d}{dt} \left( \frac{1}{2} J \omega^2 \right) = J \omega \frac{d\omega}{dt} = \omega \cdot T \quad (4.2.20)$$

すなわち $P_m$ は単位時間当りの仕事を表わしパワを意味するから、

上式がパワ(電力)とトルクの関係式となる。

### (b) 上下方向起振の場合

偏心質量 $\frac{1}{2} m_0$ の回転中心(0, 0')が上下方向に $z = z(t)$ で変動する場合を考える(図4.2.7)。この場合、回転中心0, 0'回りに次のつりあい式が成立する。

$$0 \text{ 点回り: } J_1 \frac{d\omega}{dt} = T_1 - \frac{1}{2} m_0 r g \cos \omega t - T_1' + \left( -\frac{1}{2} m_0 \frac{d^2 z}{dt^2} \right) r \cos \omega t$$

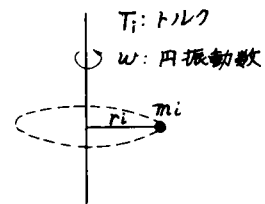


図 4.2.6 トルクと回転

$$0' \text{点回り: } J_2 \frac{d\omega}{dt} = T_2 - \frac{1}{2} m_0 r g \cos \omega t - T_2' + \left( -\frac{1}{2} m_0 \frac{d^2 z}{dt^2} \right) r \cos \omega t \quad (4.2.21)$$

ここに,  $J_1, J_2$  : 0点または,  $0'$ 点回りの慣性モーメント

$\frac{1}{2} m_0$  : 0点または,  $0'$ 点回りの偏心質量

$r$  : 回転中心 (0,  $0'$ ) から偏心質量までの距離

$g$  : 重力加速度

$T_1, T_2$  : それぞれ, 0と $0'$ 回りのモーメント・トルク

$T_1', T_2'$  : それぞれ, 0と $0'$ 回りの摩擦, 風損などに起因する損失トルク

$\omega$  : 回転角速度 (起振円振動数)

全体系として考えるためには式 (4.2.21) で示した0点回りの運動方程式と $0'$ 点回りの運動方程式を加算すればよい。

$$J \frac{d\omega}{dt} = T - m_0 r g \cos \omega t - T' - m_0 \frac{d^2 z}{dt^2} r \cos \omega t \quad (4.2.22)$$

ここに,  $J = J_1 + J_2$ ,  $T = T_1 + T_2$ ,  $T' = T_1' + T_2'$

基礎の起振実験モデルとして図4.2.8を考える。起振機は

基礎と一体となって振動するため, 回転中心の振動変位  $z$

には, 起振力  $F$  に対する位相遅れが生じる。

$$\left. \begin{aligned} F &= m_0 r \omega^2 \sin \omega t \\ z &= Z_0 \sin(\omega t - \varphi) \end{aligned} \right\} \quad (4.2.23)$$

ここに,  $\varphi$  : 起振力  $F$  に対する  $z$  の位相遅れ角

式 (4.2.23) を式 (4.2.22) に代入して整理すれば次式となる。

$$J \frac{d\omega}{dt} = T - m_0 r g \cos \omega t - T' + \frac{1}{2} m_0 r Z_0 \omega^2 \{ \sin(2\omega t - \varphi) - \sin \varphi \} \quad (4.2.24)$$

$\omega$  を一定で回転させるためには  $\frac{d\omega}{dt} = 0$  が成立しなければならないから, トルク  $T$  は次式を満足する必要がある。

$$T = m_0 r g \cos \omega t + T' - \frac{1}{2} m_0 r Z_0 \omega^2 \{ \sin(2\omega t - \varphi) - \sin \varphi \} \quad (4.2.25)$$

トルク  $T$  は起振機の電動機によって発生させるため,

式 (4.2.25) のトルク  $T$  に相当する電動機パワ

(電力)  $P_1$  が必要となる。

$$P_1 = \omega T = m_0 r g \omega \cos \omega t + \omega T' - \frac{1}{2} m_0 r Z_0 \omega^3 \{ \sin(2\omega t - \varphi) - \sin \varphi \} \quad (4.2.26)$$

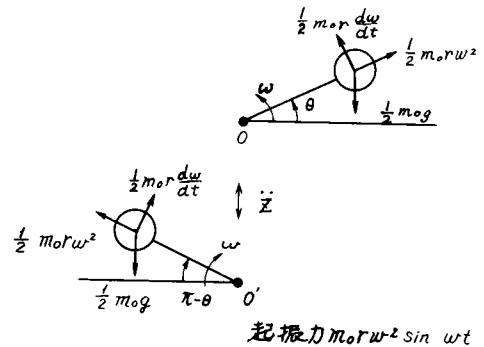


図4.2.7 上下方向起振の場合

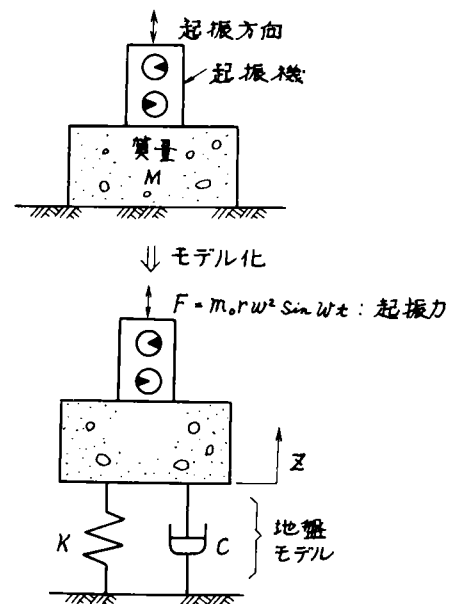


図4.2.8 基礎の上下方向起振実験

(b) 水平方向起振の場合

(a)の場合と同様に考える。回転中心が水平方向に  $u = u(t)$  で変動する場合を考えると、式 (4.2.22) に相当する式として次式が求められる (図 4.2.9)。

$$J \frac{d\omega}{dt} = T - T' + m_0 \frac{d^2 u}{dt^2} r \sin \omega t \quad (4.2.27)$$

起振力  $F$  と応答変位  $u$  (回転中心の変位) との間には位相遅れが生じる。

$$\left. \begin{aligned} F &= m_0 r \omega^2 \cos \omega t \\ u &= U_0 \cos (\omega t - \varphi) \end{aligned} \right\} \quad (4.2.28)$$

式 (4.2.28) を式 (4.2.27) に代入して整理し、 $\omega$  が一定となる条件 ( $\frac{d\omega}{dt} = 0$ ) を満足するトルク  $T$  を求めると次式となる。

$$T = T' + \frac{1}{2} m_0 r U_0 \omega^2 \{ \sin (2\omega t - \varphi) + \sin \varphi \} \quad (4.2.29)$$

式 (4.2.29) のトルク  $T$  に相当する電動機パワ (電力)  $P_1$  が必要となる。

$$P_1 = \omega T = \omega T' + \frac{1}{2} m_0 r U_0 \omega^3 \{ \sin (2\omega t - \varphi) + \sin \varphi \} \quad (4.2.30)$$

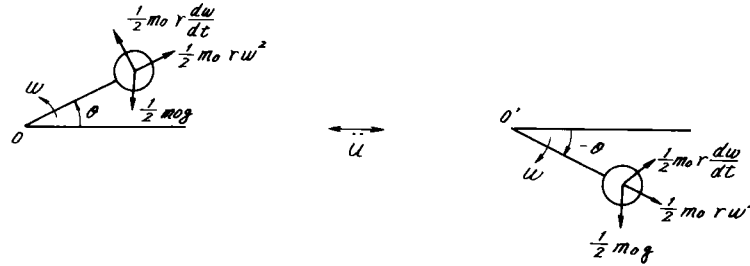


図 4.2.9 水平起振の場合

(3) 定常振動維持のための条件

基礎・地盤系としての振動系が定常振動を維持するためのエネルギーは起振機から与えられる。起振力は電力を変換したトルクにより発生する遠心力によって合成されるから、定常振動を維持するためのエネルギーは電気エネルギーが電動機を介して供給されていることになる。(3)では、基礎・地盤系が定常振動を維持するために必要となる電力について検討する。

(a) 上下方向起振の場合

地盤上に設置した基礎の上下方向起振実験を考える。図 4.2.8 に従って運動方程式を求めると次式となる。

$$M \frac{d^2 z}{dt^2} + C_v \frac{dz}{dt} + K_v z = m_0 r \omega^2 \sin \omega t \quad (4.2.31)$$

ここに、 $M$  : 質量  $C_v$  : 減衰係数

$K_v$  : ばね係数  $z$  : 上下方向変位

両辺に  $\frac{dz}{dt}$  を掛けて整理すると次式となる。

$$\frac{d}{dt} \left( \frac{1}{2} M \left( \frac{dz}{dt} \right)^2 + \frac{1}{2} K z^2 \right) = F \frac{dz}{dt} - C_V \left( \frac{dz}{dt} \right)^2 \quad (4.2.32)$$

ここに,  $F = m_0 r \omega^2 \sin \omega t$

すなわち, 基礎・地盤系が定常振動を維持するためには, 式(4.2.32)の右辺=0, すなわち, 減衰項で消費されるエネルギーが起振力の仕事量で補給できればよい。

$$F \frac{dz}{dt} - C_V \left( \frac{dz}{dt} \right)^2 = 0 \quad (4.2.33)$$

式(4.2.31)の定常解  $z$  は次式となる。

$$z = Z_0 \sin(\omega t - \varphi) \quad (4.2.34)$$

$$\text{ここに } Z_0 = \frac{m_0 r}{M} \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2}{\sqrt{\left\{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2\right\}^2 + 4h_V^2 \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2}}, \quad \varphi = \tan^{-1} \frac{2h_V \frac{\omega}{\omega_0}}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2}$$

$$\omega_0^2 = \frac{K_V}{M}, \quad h_V = \frac{C_V}{2K_V} \omega_0$$

振幅  $Z_0$  の定常振動を維持するためには, 外力(起振機の出力, 起振力  $F$ ) がなす単位時間の仕事(電動機パワ)  $P_2$  は, 式(4.2.33)から次式を満足すればよい。

$$\begin{aligned} P_2 &= F \frac{dz}{dt} = C \left( \frac{dz}{dt} \right)^2 = h_V M Z_0^2 \omega_0^2 \{ \cos 2(\omega t - \varphi) + 1 \} \\ &= \frac{h_V (m_0 r)^2 \omega_0^3}{M} \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^6}{\left\{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2\right\}^2 + 4h_V^2 \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2} \{ \cos 2(\omega t - \varphi) + 1 \} \quad (4.2.35) \end{aligned}$$

$\omega = \omega_0$  のときの  $P_2$  は次式となる。

$$P_2(\omega = \omega_0) = \frac{(m_0 r)^2 \omega_0^3}{4Mh_V} (1 - \cos 2\omega_0 t) \quad (4.2.36)$$

また, このときの1周期の平均パワは次式となる。

$$\bar{P}_2 = \frac{\omega_0}{2\pi} \int_0^{2\pi/\omega_0} P_2 \cdot dt = \frac{(m_0 r)^2 \omega_0^3}{4Mh_V} \quad (4.2.37)$$

(b) 水平方向起振の場合

水平方向起振によって並進振動しか発生しない場合には(a)と同様の誘導から次式のように求まる。

$$P_2 = \frac{h_H (m_0 r)^2 \omega_0^3}{M} \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^6}{\left\{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2\right\}^2 + 4h_H^2 \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2} (\cos 2(\omega t - \varphi) + 1) \quad (4.2.38)$$

$$P_2(\omega = \omega_0) = \frac{(m_0 r)^2 \omega_0^3}{4Mh_H} (1 - \cos 2\omega_0 t) \quad (4.2.39)$$

$$\bar{P}_2 = \frac{\omega_0}{2\pi} \int_0^{2\pi/\omega_0} P_2 dt = \frac{(m_0 r)^2 \omega_0^3}{4Mh_H} \quad (4.2.40)$$

$$\text{ここに, } \omega_0^2 = \frac{K_H}{M}, \quad h_H = \frac{C_H}{2K_H} \omega_0$$

$K_H$ : 水平ばね係数,  $C_H$ : 水平減衰係数

しかし, 一般には, 起振力作用線上に基礎重心および地盤反力作用線がないため, 図4.2.1に示すような並進・回転の連成振動となる。この場合の運動方程式は式(4.2.1)となり, 式(4.2.32)に相当する式は次式となる。

$$\begin{aligned} & \frac{d}{dt} \left\{ \frac{M}{2} \left( \frac{du}{dt} \right)^2 + \frac{I_G}{2} \left( \frac{d\theta}{dt} \right)^2 + \frac{K_H}{2} (u - S\theta)^2 + \frac{K_R}{2} \theta^2 \right\} \\ & = F \frac{d}{dt} (u + \ell\theta) - C_H \left\{ \frac{d}{dt} (u - S\theta) \right\}^2 - C_R \left( \frac{d\theta}{dt} \right)^2 \end{aligned} \quad (4.2.4.1)$$

式(4.2.2)の $u$ 、 $\theta$ を使用すれば厳密解を求めることができるが、1次モードを対象とすれば、式(4.2.4.1)に代わる式として次式が得られる。

$$\frac{d}{dt} \left\{ \frac{I_1}{2} \left( \frac{d\theta_1}{dt} \right)^2 + \frac{K_1}{2} (\theta_1)^2 \right\} = F(Z_1 + \ell) \frac{d\theta_1}{dt} - C_1 \left( \frac{d\theta_1}{dt} \right)^2 \quad (4.2.4.2)$$

ここで、 $I_1 = MZ_1^2 + I_G$ 、 $C_1 = C_R + C_H(Z_1 - S)^2$ 、 $K_1 = K_R + K_H(Z_1 - S)^2$

$Z_1$  : 下心ロッキング中心と基礎重心間距離

$\theta_1$  : 1次モード(下心ロッキング)回転角

$\ell$  : 基礎重心・起振力作用点間距離

したがって、定常振動を維持するために必要な単位時間の仕事 $P_2$ (電動機パワ)は次式から求められる。

$$P_2 = \frac{h_1 \{m_0 r (Z_1 + \ell)\}^2 \omega_1^3}{I_1} \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^6}{\left\{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^2\right\}^2 + 4h_1^2 \left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^2} \{\cos 2(\omega t - \varphi_1) + 1\} \quad (4.2.4.3)$$

ここで、 $\omega_1^2 = \frac{K_1}{I_1}$ 、 $h_1 = \frac{C_1}{2K_1} \omega_1$

また、 $\omega = \omega_1$ のときの $P_2$ および1周期の平均パワ $\bar{P}_2$ は次式となる。

$$P_2(\omega = \omega_1) = \frac{(m_0 r)^2 (Z_1 + \ell)^2 \omega_1^3}{4 h_1 I_1} (1 - \cos 2\omega_1 t) \quad (4.2.4.4)$$

$$\bar{P}_2 = \frac{(m_0 r)^2 \omega_1^3}{4 h_1 I_1} \quad (4.2.4.5)$$

#### (4) 起振機モータの条件

(2)、(3)より起振実験に必要な電力(電動機パワ)として次の電力 $P_1$ と $P_2$ の加算値以上の電力が必要となる。

##### ① 振動数制御に必要な電力 $P_1$

$$\text{上下方向起振: } P_1 = m_0 r g \omega \cos \omega t + \omega T' - \frac{1}{2} m_0 r Z_0 \omega^3 \{ \sin(2\omega t - \varphi) - \sin \varphi \} \quad (4.2.4.6)$$

$$\text{水平方向起振: } P_1 = \omega T' + \frac{1}{2} m_0 r U_0 \omega^3 \{ \sin(2\omega t - \varphi) + \sin \varphi \}$$

##### ② 定常振動維持に必要な電力 $P_2$

$$\text{上下方向起振: } P_2 = h v M Z_0^2 \omega_0 \omega^2 \{ \cos 2(\omega t - \varphi) + 1 \}$$

$$\text{水平方向起振: (並進振動) } P_2 = h_H M U_0^2 \omega_0 \omega^2 \{ \cos 2(\omega t - \varphi) + 1 \} \quad (4.2.4.7)$$

$$(\text{並進・回転連成振動}) P_2 = h_1 I_1 \theta_0^2 \omega_1 \omega^2 \{ \cos 2(\omega t - \varphi) + 1 \}$$

すなわち、起振実験を実施するためには上記の電力が供給可能な電源およびモータを準備しなければならない。

起振機の挙動と消費電力の関係を実験的に検討するため、図4.2.10および写真4.2.1に示したような単純な模型実験を行なった。使用した起振機の仕様が表4.2.1に、振動模型の特性が図4.2.10に、それぞれ示されている。振動模型の減衰定数が約0.4%と小さくしたのは、共振時の振動振幅を大きくし、起振機が激しく振動した場合の特性を調べるためである。

実験は、起振振動数を所定値に設定し、振動模型が定常振動状態になった時点で、消費電力波形、起振機振動加速度、最大起振力時パルス信号および起振機偏心質量が25.7度回転するごとに発生するパルス信号(偏心質量が等速運動しているかどうかを監視する)をオシロ・ペーパー上に記録した。また、共振振動数をはさんで所定振動数範囲を、振動数の小さな値から大きな値に連続的に変化させた実験も実施した。

表 4. 2. 1 模型用起振機の仕様

名 称	仕 様	備 考
小 型 起 振 機	重 量	6.75 kg
	寸 法	10.8cm×12.0cm×16.5cm
	モーター定格出力	5 W
	偏心モーメント	0.4 kg・cm
		電中研所有 (林電工製)

項 目	単 位	模 型 I	模 型 II
偏 心 モーメント	kg・sec <sup>2</sup>	$\frac{0.36}{980}$	$\frac{0.36}{980}$
振 動 質 量 (名板はね質量のみ)	kg・cm <sup>-1</sup> ・sec <sup>2</sup>	$\frac{11.037}{980}$	$\frac{11.037}{980}$
減 衰 定 数	%	0.45	0.43
共 振 振 動 数	Hz	2.16	7.62



起振機質量(kg)	6.75
上部固定具質量(kg)	3.02
模 型 I の ば ね	
長さ L (cm)	100.0
厚さ t (cm)	1.0
質量 (kg)	6.20
模 型 II の ば ね	
長さ L (cm)	60.0
厚さ t (cm)	1.2
質量 (kg)	6.20

	模型 I	模型 II
共振振動数(Hz)	2.16	7.62
減衰定数(%)	0.45	0.43

図 4. 2. 1 0 実験用モデル

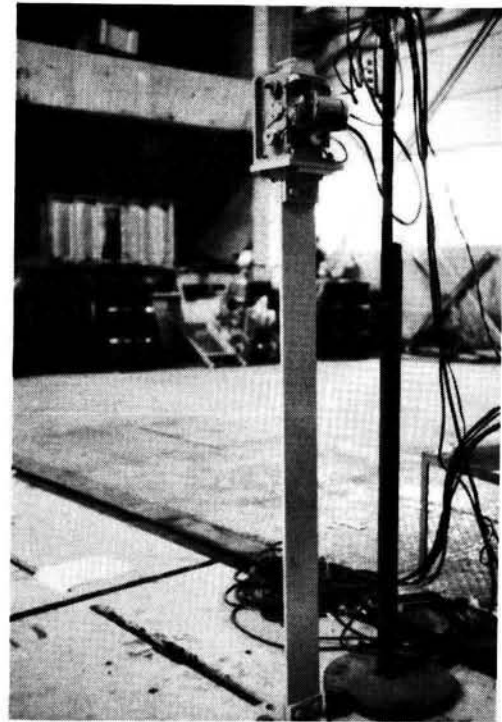


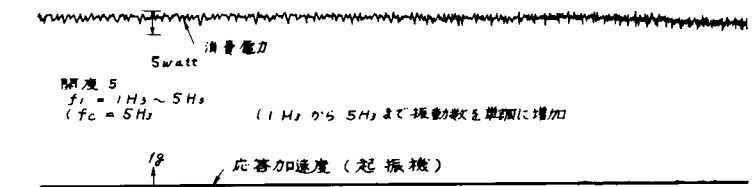
写真 4. 2. 1 実験模型全景

すでに記述したように、起振実験では対象構造物を振動させるために必要なエネルギーは、起振機を駆動する電動機からトルクとして供給される。電動機のトルク( $T$ )は電力( $P$ )と  $P = \omega T$  なる関係で変換されるため、電動機の消費電力変動の様子は振動を維持するために必要なエネルギーそのものの変動に対応する。図 4.2.1 1 には、共振振動数をはさんで模型 I の場合は 1Hz から 5Hz、模型 II の場合は 4Hz から 18Hz の範囲を連続的に振動数を変化させて求めた結果が示されている。この図より次のことがわかる。

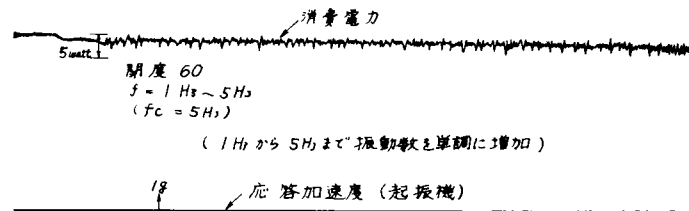
- ① 起振力が小さく共振時においても起振機が揺れない場合の消費電力  $P$  は、振動数の増加とともに単調に増加する傾向を示す。
- ② 起振力が大きくなり、共振時において起振機が激しく振動する場合には、①と同様の特性以外に共振時に消費電力  $P$  が急増する傾向を示す。今回の実験では、模型 II を最大起振力 ( $3.67 \times 10^{-4} \omega^2 \text{ kg}$ ) で起振した場合、共振状態になった時点で振動数増速のためのトルク変動指令(振動数制御)を行なっても振動数は共振振動数のままで変化せず、振動加速度と消費電力が増加するという制御のきかない特性を示した。

すなわち、①の現象は、式(4.2.4 6)で示した摩擦・風損などに起因する損失トルク  $T'$  に基づく消費電力を表わし、②の現象は、理論的にも式(4.2.4 7)によって指摘された起振機自体が振動することによる消費電力の増加を表わしている、と考えられる。

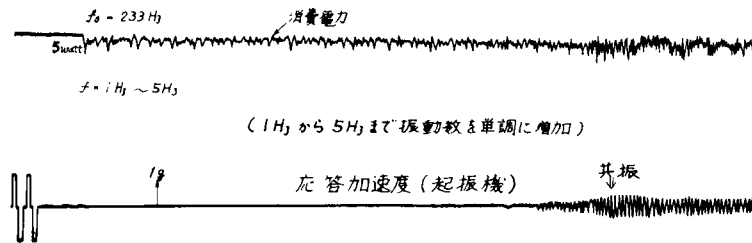
図 4.2.1 2 には、4.74Hz、5.5Hz、6.42Hz、7.01Hz、および共振振動数(7.45～7.5Hz)での消費電力波形が示されている。4.74Hz 時には起振機は振動していないため、この振動数で示された消費電力波形は損失トルク  $T'$



(1) 起振力  $F = 152 \times 10^{-5} \omega^2 (kg)$  の場合

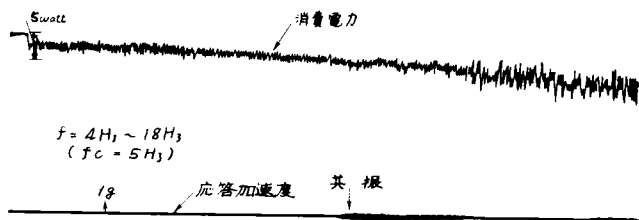


(2) 起振力  $F = 179 \times 10^{-6} \omega^2 (kg)$  の場合

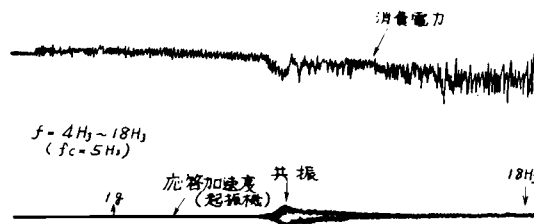


(3) 起振力  $F = 367 \times 10^{-6} \omega^2 (kg)$  の場合

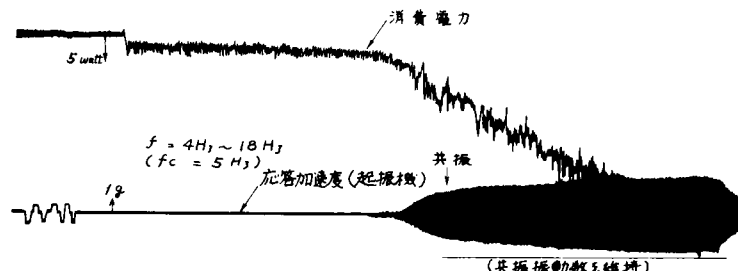
(i) 模型 I の場合



(1) 起振力  $F = 152 \times 10^{-5} \omega^2 (kg)$  の場合



(2) 起振力  $F = 179 \times 10^{-6} \omega^2 (kg)$  の場合



(3) 起振力  $F = 367 \times 10^{-6} \omega^2 (kg)$  の場合

(ii) 模型 II の場合

図 4.2.1.1 消費電力と起振振動数の関係



に基づくものと考えられる。また、5.5Hz～7.47Hzの消費電力波形には、理論で示されたように起振振動数の倍振動数成分が認められる。しかし、制御のきかなくなった状態、すなわち、振動数増加指令を行なっても共振振動数より大きな振動数に脱出できない状態を示した図4.2.1 2(6)の共振時波形には起振振動数と同じ振動数成分および3倍振動数成分が卓越し、誘導した理論では定性的に説明できなくなった。

今回採用した模型に対して①振動数制御に必要な電力 $P_1$ と②定常振動維持に必要な電力 $P_2$ の理論値を求めるため、本実験では、模型は並進振動していると仮定した。式(4.2.30)と(4.2.38)から $P_1$ と $P_2$ は次式となる。

$$P_1 = \frac{1}{2} m_0 r U_0 \omega^3 \{ \sin(2\omega t - \varphi) + \sin \varphi \}$$

$$= \frac{1}{2} \frac{(m_0 r)^2}{M} \frac{\omega_0^3 \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^5}{\sqrt{\left\{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2\right\}^2 + 4h_n^2 \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2}} \{ \sin(2\omega t - \varphi) + \sin \varphi \} \quad (4.2.48)$$

$$P_2 = h_n M U_0^2 \omega_0 \omega^2 (\cos 2(\omega t - \varphi) + 1)$$

$$= \frac{h_n (m_0 r)^2}{M} \frac{\omega_0^3 \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^6}{\left\{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2\right\}^2 + 4h_n^2 \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2} \{ \cos 2(\omega t - \varphi) + 1 \} \quad (4.2.49)$$

上式では損失トルク $T'$ に基づく消費電力は含めていない。共振時における消費電力 $P$ を求めると次式となる。

$$P = P_1 + P_2 = \frac{(m_0 r)^2 \omega_0^3}{2h_n M} (1 - \cos 2\omega_0 t) \cong \frac{(m_0 r)^2}{h_n M} \omega_0^3 \quad (4.2.50)$$

図4.2.1 0で示した諸元を用いて図4.2.1 1に相当する消費電力 $P$ を式(4.2.50)から求めると次値となる。ただし、損失トルク $T'$ に基づく項を含めて表示した。

$$P = \omega T' + 14.2 (1 - \cos 2\omega_0 t) \quad (\text{watt}) \quad (4.2.51)$$

図4.2.1 1(ii)-(1)から $\omega T'$ として5 wattを採用すれば、共振時における理論値は下値となる。

$$P = 19.2 - 14.2 \cos 2\omega_0 t \quad (\text{watt}) \quad (4.2.52)$$

図4.2.1 2(4)～(6)にこの値が示されている。この図より、共振時に制御不能という現象が発生したことも考慮すれば、理論値とおおむねよい一致を示しているものと考えられる。なお、田治見の提案式<sup>38)</sup>では、定常状態を維持するために必要なエネルギーだけしか考えていないため上記理論値の半の値となる。

なお、理論値と実験値とで差の生じた原因として、次のような点が指摘でき今後の修正検討が必要である。

- ① 理論値の誘導にあたっては、起振円振動数 $\omega$ が一定、すなわち、 $\frac{d\omega}{dt} = 0$ が成立すると仮定した。しかし、起振円振動数の制御には時間遅れが生じ $\frac{d\omega}{dt} = 0$ という状態は、振動が激しくなればなる程満足されにくくなる。したがって、制御に必要なトルクとしては、慣性モーメントに基づく $J \frac{d\omega}{dt}$ の値も十分に考慮する必要がある。今回の理論式の誘導ではこの点の評価ができていない。
- ② ギヤ等での摩擦や風損および、起振機自体の有する振動系によるエネルギー損失、例えば、本来剛と考えられる起振機箱の振動や回転軸の振動などに消費されるエネルギーに基づくトルク損失は、起振円振動数と共に変化し、しかも、起振機の揺れの程度(振動加速度)に応じて変化すると考えられるが、この値の評価を行っていない。

起振機の発生する起振力の精度は使用するモータ容量によって支配されることは前述した内容からも明らかである。起振実験は一般に構造物の振動特性を求めるために実施するため、起振振動数がばらつく場合、すなわち、起振機偏心モーメントの等速回転が得られない場合には、その実験結果の信頼性は低下することになる。この点を検討するため、起振機が激しく揺すられ、例えば、モータの定格を超過する電力消費が生じた場合や、模型Ⅱの共振時における制御不能状態での起振力波形の乱れ(振動数の乱れ)について次に検討を行なった。

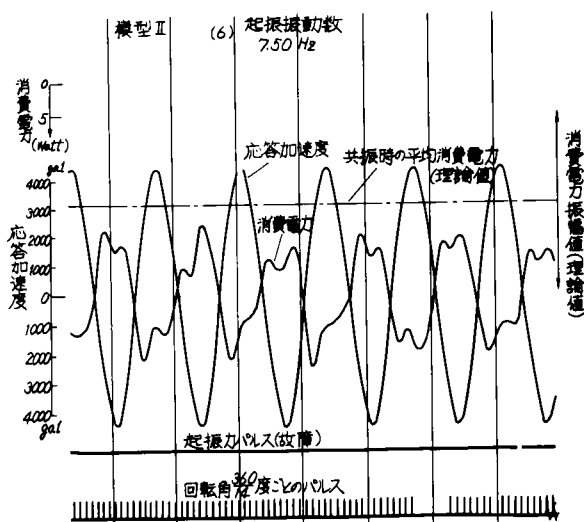
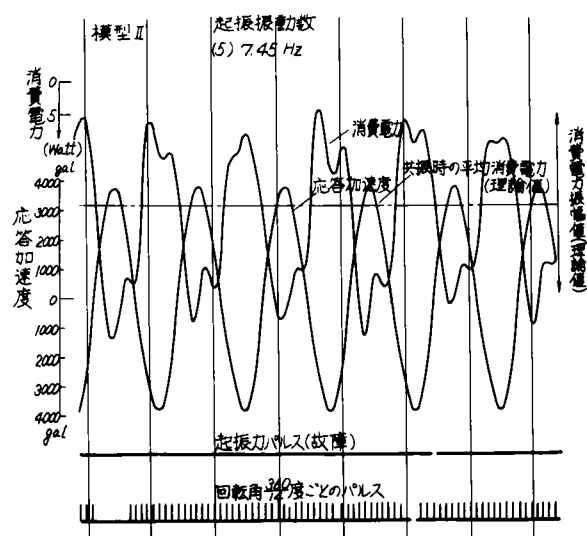
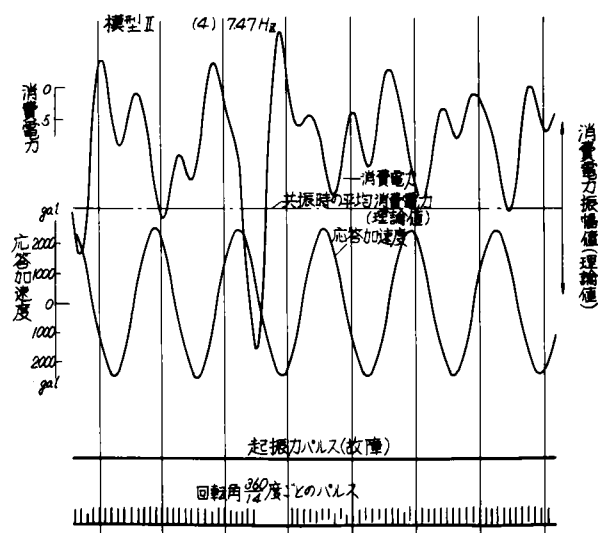
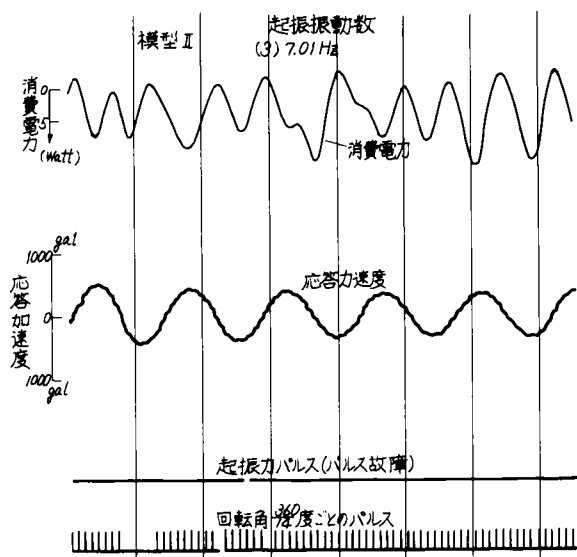
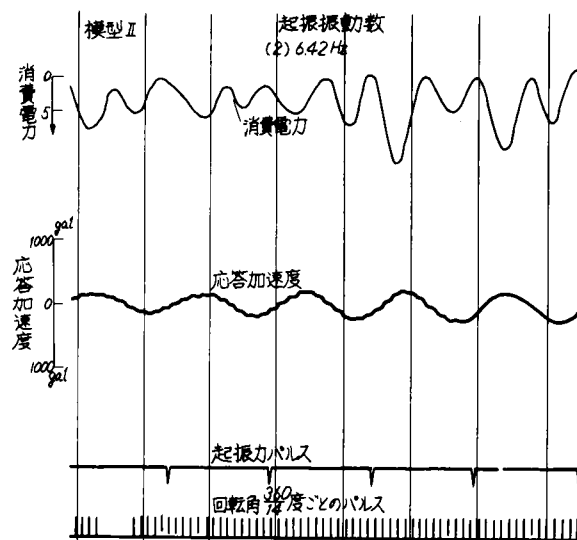
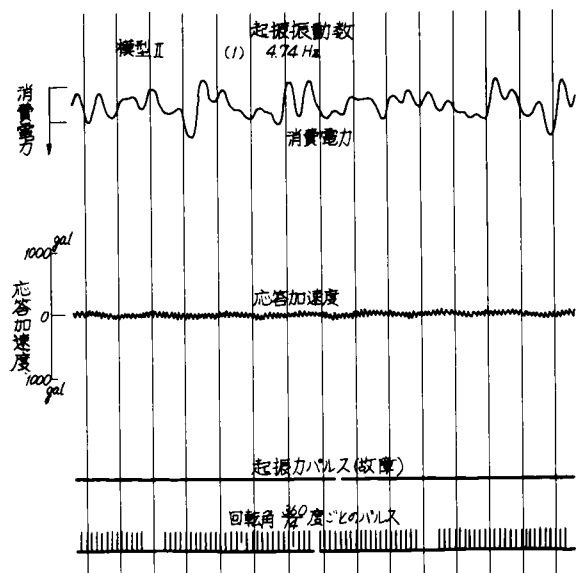
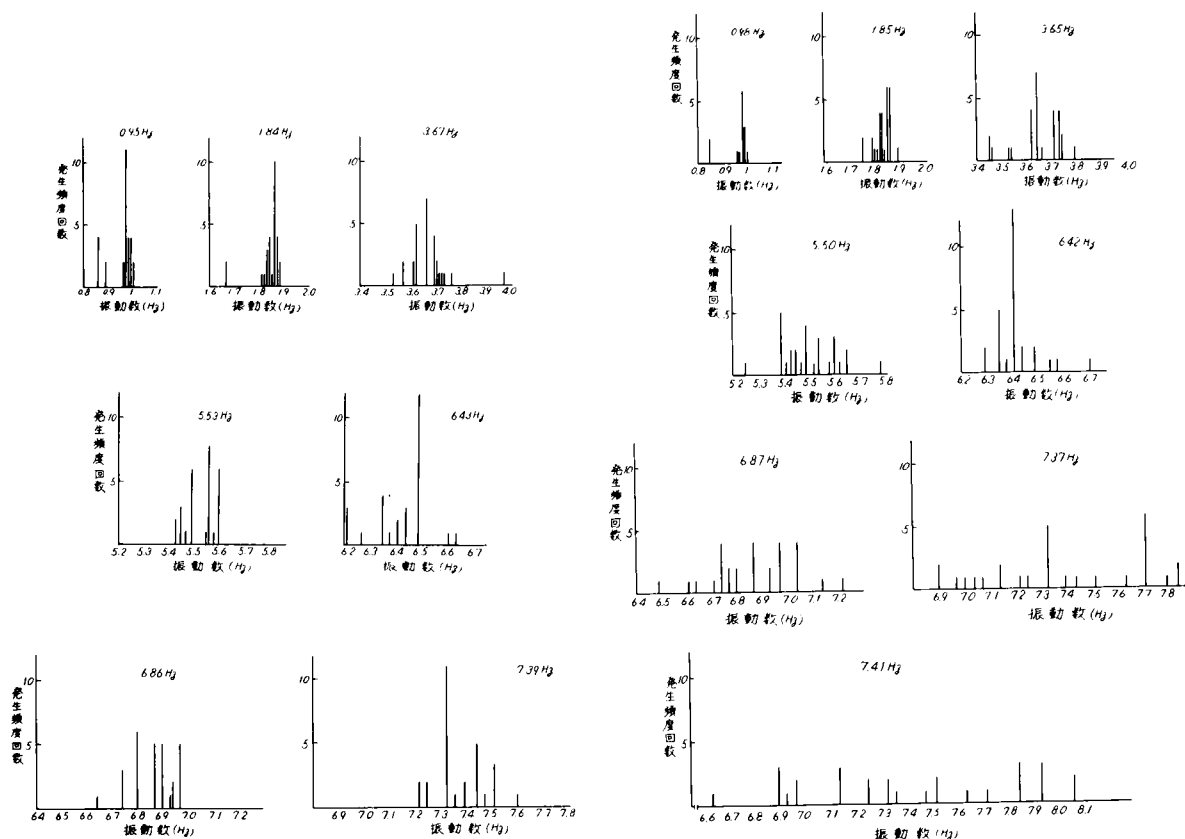


図 4.2.1.2 消費電力波形, 応答加速度波形 (起振力  $F = \frac{0.36}{980} (2\pi f)^2 \text{ kg}$  の場合)

図 4.2.13 には、「模型Ⅱ」の実験から得られた設定振動数と、「瞬時振動数」との関係が示されている。ここに「瞬時振動数」とは、 $\frac{25.7}{360}$  周期ごと、すなわち、25.7度回転する間の平均速度を振動数として表示したものであり、2周期（2回転）にわたる記録を用いている。このばらつきが大きい程、制御精度が悪いことになる。図には起振力偏心モーメント ( $m_0 r$ )  $1.522 \times 10^{-5} \text{ kg} \cdot \text{sec}^2$  (起振力  $F = m_0 r (2\pi f)^2$ ) の場合と本起振機最大出力、 $m_0 r = 3.673 \times 10^{-4} \text{ kg} \cdot \text{sec}^2$  の場合の結果が比較して示されている。すなわち、起振力がほとんど 0 の場合と本起振機最大起振力の場合との結果である。



(i) 起振力  $F = 1.52 \times 10^{-5} \omega^2 (\text{kg})$  の場合

(ii) 起振力  $F = 3.67 \times 10^{-4} \omega^2 (\text{kg})$  の場合

図 4.2.13 「瞬時振動数」と発生頻度回数との関係

この図より、次のことがわかる。

- ① 6.4Hz 程度までは、起振力偏心モーメント  $m_0 r$  の大小に関係なく、ほぼ同じ精度で起振振動数制御が行なわれている。しかし、振動数の増加と共に「瞬時振動数」のばらつきが大きくなり、1Hz 時に 0.05Hz 程度であったばらつきが、6.4Hz になると 0.4Hz 程度のばらつきになる。
- ② 共振振動数近くなってくると、両者の差は、表 4.2.2 に示すように明確になり、共振時 (7.4Hz) 付近では、 $m_0 r$  が小の時に 0.4 Hz 程度なのが、 $m_0 r$  最大の時には 1 Hz にもなる。

表 4.2.2 振動数のばらつく範囲

振動数 (+)	6.9	7.4 (共振)	7.31 (制御不可)	7.41 (制御不可)
$m_0 r = 1.52 \times 10^{-5}$	0.33 Hz	0.39 Hz	—	—
$m_0 r = 3.67 \times 10^{-4}$	0.73 Hz	0.95 Hz	1.30 Hz	1.43 Hz

- ③ モータの定格容量を大幅に超過する振動数制御不能の状態(図4.2.12 参照)においては、1.4Hz 程度のばらつきを示す。例えば、7.41Hz の指示に対し、6.6Hz ～8Hz の振動数が含まれた起振力波形となる。

以上模型実験の結果をまとめると次のようになる。

- ① 起振実験に必要な電力は、起振振動数と共に増加し、共振時に最大の電力を必要とすることが確認された。
- ② 起振機のモータ容量が制御に必要なトルクに対して不十分であれば、振動数制御が不可能になる。今回の実験では、起振力を大きくした場合、共振時には制御に必要なトルクが大となり消費電力がモータ容量以上となったため振動数増加指令を行っても振動数は増加せず、振動数増加の目的で増す電力は単に供試体の振幅増加に消費され、その結果振動加速度と消費電力が増加するという状態が認められた。
- ③ 起振機自体が激しく揺すられる状態になると、設定振動数に対する振動数のばらつきは大きくなり、 $\pm 0.5\text{Hz}$  以上にも起振振動数の乱れる様子が認められた。
- ④ 実験から得られた消費電力波形には、理論値で示された起振振動数の倍振動数成分が卓越している。しかし、制御のきかなくなった状態では、起振振動数と同じ振動数成分および3倍振動数成分が卓越し、今回誘導した理論では説明できない現象も認められた。
- ⑤ 振動数制御が可能な範囲で実験で得られた消費電力値と理論値とを比較したところ、おおむね良い一致を示し、起振機の設計あるいは実験計画においてこの理論を使用することは妥当と考えられる。

#### 4.2.3 起振実験時の地盤の乱れ

##### (1) 検討方法

起振実験では、地盤に無数回の繰り返し荷重を作用させることになるため、その載荷重の大きさいかんによっては地盤が乱される可能性がある。

この点を検討するため、できるだけ小さな起振力で短時間で実験可能な起振方式、すなわち、①Run-Down 起振方式と②Sweep 起振方式を採用した実験を行ない、定常起振方式で得られた結果に含まれる地盤の乱れによる影響について検討を行なった。ここに、「Run-Down 起振方式」とは、振動数をできるだけ短時間に所定の最大起振振動数に設定した後モータ電源を切り、振動数が自然に減速していく状態で基礎挙動を調べる方法である。この方法は、ごく普通の起振機にも使用でき、かつ、実験所要時間も10～20秒程度ですむが、地盤-基礎系の減衰定数いかんによっては応答が定常状態になり得ない可能性も存在する。「Sweep 起振方式」とは、所定振動数間をモータを制御することによって連続的に変化させ、その振動数変化に応じた基礎挙動を調べる方法である。この方式によれば地盤・基礎系の減衰定数に応じてSweep 速度を変化させることができるため正確な応答が得られる。

これらの起振方式によれば、非常に短時間に、所定振動数範囲を連続的に計測でき、かつ、実時間スペクトル解析装置を用いることにより、即座に共振曲線が得られる。

##### (2) 起振実験時の地盤の乱れ

図4.2.14には、強制起振およびその前後で行なったRun-Down 起振の結果が比較して示されている。同図(i)は、基礎周囲の土が掘削される前(“埋設状態”)、(ii)は、基礎周囲の土が掘削された後(“掘削状態”)の結果を示したものである。これらの図から、強制起振の増速時の応答値は、共振点近傍までは強制起振前に行なったRun-Down 起振の結果に一致し、減速時には、強制起振後に行なったRun-Down 起振の結果に一致していることがわかる。

Run-Down 起振時に、地盤ばねの剛性低下が無視できるとすれば、上述の現象は、強制起振実験時に必要以上に大

きな起振力で多くの繰り返し荷重を地盤に与えたために地盤が乱れ地盤ばねの剛性低下に結びついた現象と解釈できる。したがって、強制起振時の応答曲線に認められる非線形特性の一因として、繰り返し荷重による土の剛性低下が考えられる。すなわち、この実験例によれば「掘削状態、10Hz 時起振力 33kg」という小起振力条件以外の強制定常起振実験結果には地盤の乱れの影響が含まれていることがわかる。とくに、「10Hz 時起振力 338kg」の場合には、17Hz の共振振動数が 14Hz まで低下していることがわかる。

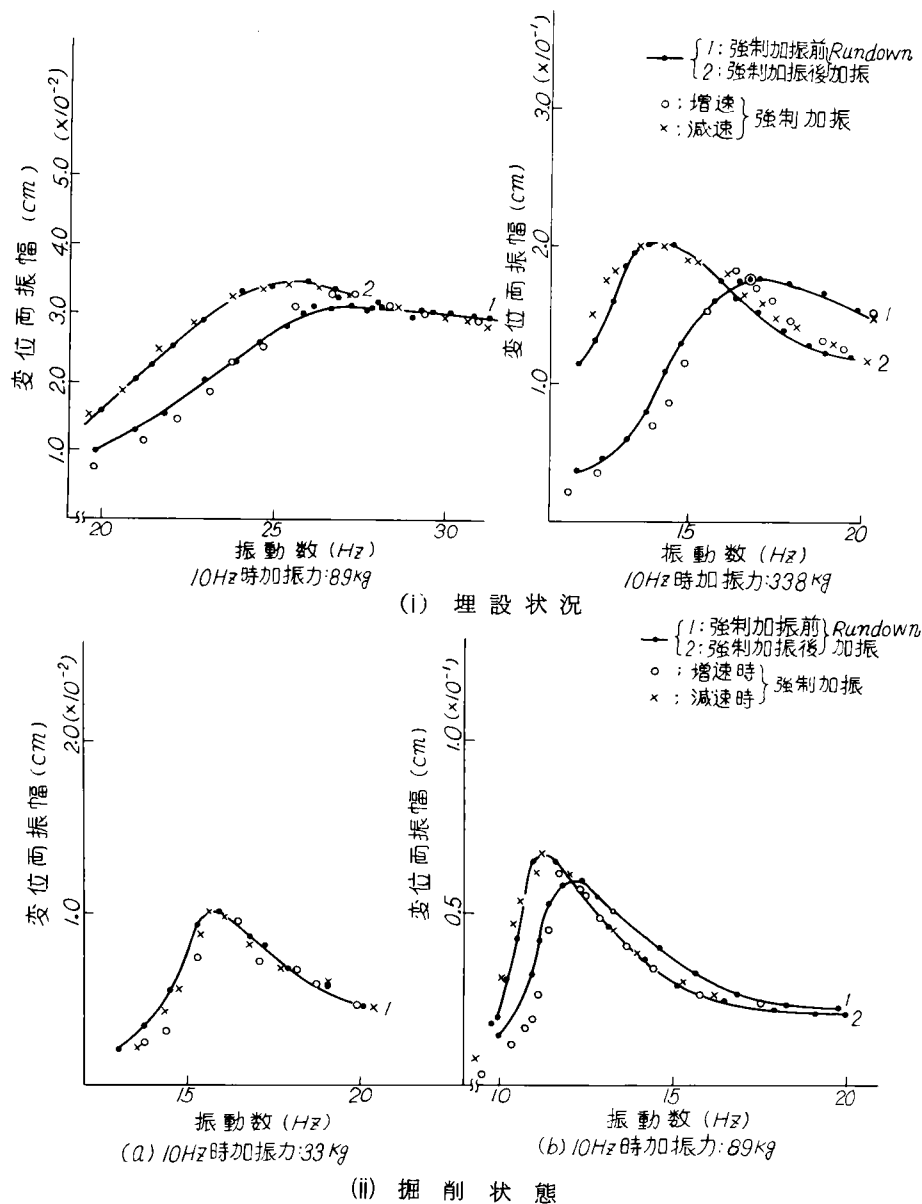


図 4.2.14 Run-down 起振と強制起振の応答比較  
(4.3 節 E 地点実験参照)

「Sweep 起振実験」を採用し、「強制定常起振実験」での地盤の乱れの影響を調べた結果が図 4.2.15 に示されている。Sweep 起振方式では Sweep 速度として 1 秒当り 0.1Hz の増速を採用しているため、2Hz から 20Hz までの振動数範囲の実験を約 3 分程度で終了でき、かつ、偏心モーメントも  $0.4\text{kg}\cdot\text{cm}$  と小さな値を採用しているため、地盤は乱されないものと判断した。なお、定常起振方式での実験時間は 30 分以上にもなるのが普通である。

定常起振実験と Sweep 起振実験の結果得られた直接基礎の共振曲線の 1 例が図 4.2.15 に示されている。図中の実線は Sweep 起振実験結果、黒丸印は定常起振実験結果である。また、Sweep 起振実験結果を示す実線が 2 本示さ

直接基礎(A)の共振振動数と固有振動数

	周辺地盤条件	Test No	kg・m	(注1) Hz	mm	(注2) Hz	Hz
			偏心モーメント	共振振動数	共振時変位	共振振動数	固有振動数
水 平 加 振	根入れ有り	A-H-1	0.40	12.99	0.015	12.2	12.67
	"	" 2	0.40	(Sweep 加振)			
	"	" 3	0.93	13.07	0.030	12.5	12.75
	"	" 4	1.53	12.82	0.048	12.5	12.42
	"	" 5	0.40	(Sweep 加振)			
	側面土無し	" 6	0.40	12.99	0.021	11.4	12.00
	"	" 7	0.95	12.52	0.045	11.4	12.00
	"	" 8	0.40	(Sweep 加振)			
	"	" 9	0.41	12.32	0.022		11.83
	根入れ無し	" 10	0.38	9.92	0.073	9.9	9.58
	"	" 11	1.00	(Sweep 加振)			
	"	" 12	1.00	9.73	0.151	9.6	9.58
	"	" 13	1.50	9.62	0.250	9.6	9.50
	"	" 14	2.85	9.37	0.466	9.1	9.08
	"	" 15	5.76	8.94	0.766	8.9	8.67
	"	" 16	11.19	7.58	1.434	7.4	7.33
	"	" 17	0.40	(Sweep 加振)			

(注1) 偏心モーメント一定条件から求めた応答値

(注2) 単位起振力当りに換算した共振曲線から求めた共振振動数

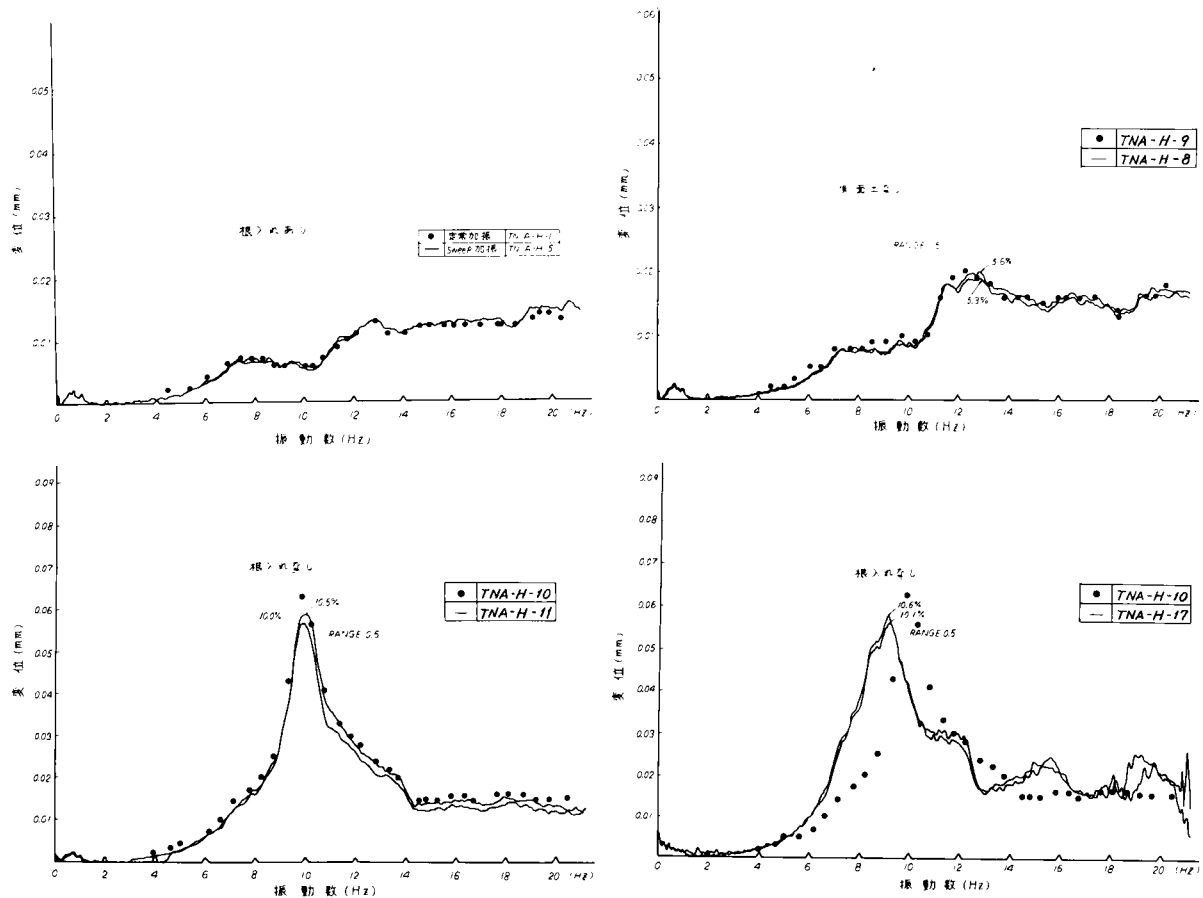


図 4.2.15 Sweep 起振と強制起振の応答比較

(4.3 節 G 地点参照)

れているのは、増速時（振動数増加）と減速時（振動数減少）の結果をそれぞれ示したためである。図中のTNは同図中に記した表のTest No に相当し、同表中に示した順序で実験を実施している。

これらの図より、TN. A-H-17のSweep加振実験結果のみに地盤の乱れの影響が認められることがわかる。すなわち、偏心モーメントが11.19 kg・cmの起振実験結果には地盤の乱れの影響が少なくとも含まれているものと断定できる。

なお、定常起振実験から求まる共振曲線はRun-Down起振実験やSweep起振実験から求まる共振曲線で十分再現できることから、今後、繰り返し荷重の影響を受ける可能性のある構造物系の起振実験には、小さな起振力を用いたRun-Down起振方式やSweep起振方式が強力な武器になるものと判断できる。

#### 4.2.4 基礎形状が実験結果に与える影響

水平方向起振実験から得られる並進・回転連成振動の結果を用いて地盤ばね係数等を求める場合には、並進と回転の振動形に分離する必要がある。基礎の接地寸法が同一であれば基礎形状が異なっても同じばね係数を示さなければならないが、基礎の形状や質量が異なった場合には、連成振動に含まれる並進振動と回転振動の割合が変化し、その影響が解析結果に含まれる可能性がある。その点を検討するため、基礎の上面に付加ブロックを積み上げて基礎形状を変化させた実験を実施した。図4.2.16には、F地点で使用した基礎とO地点で使用した基礎が示されている。基礎上に載せた付加ブロックの数を変化させた場合の共振振動数変化が表4.2.3に示されている。図4.2.17には、式(4.2.9)より求めたばね係数

表 4.2.3 基礎形状と共振振動数の関係

地点名	付加ブロック数	偏心モーメント $m_0 r$ (kg・sec <sup>2</sup> )	共振振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
O	0	0.134	4.33	4.15
	4	〃	3.77	3.23
	8	〃	3.55	2.84
F	0	0.0085	19.09	18.4
	4	〃	17.90	15.5
	8	〃	17.20	18.4
	12	〃	16.82	18.0

が式(4.3.1)により単位面積当りのばね係数（動的k-値）に換算されて示されている。横軸には、水平動的k-値( $k_H$ )に対しては基礎底面水平変位 $y_B$ が、回転ばね係数から求めた上下動的k-値( $k_v$ )に対しては基礎回転角 $\theta_0$ が採用されている。O地点の場合、 $k_v \sim \theta_0$ 関係のみが示されているのは、回転中心（ロッキング中心）が基礎底面下20cm程度と小さく、回転モードが卓越していると判断したためである。

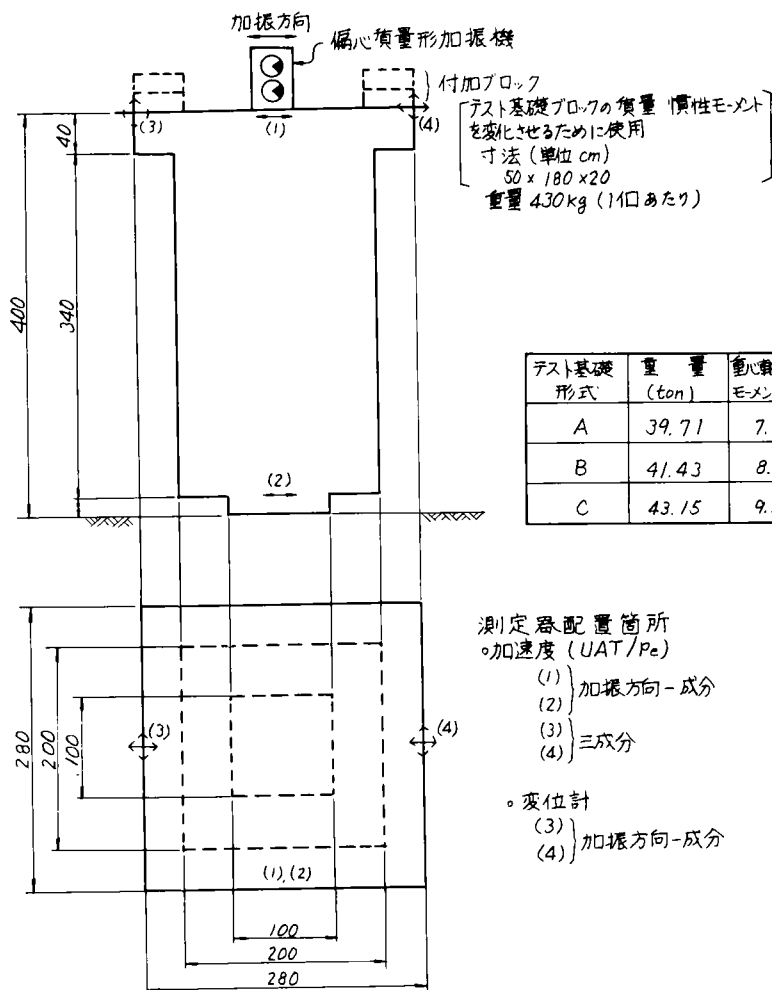
これらの図より、 $k_H$ 、 $k_v$ とも付加ブロック数、すなわち、基礎形状によらず同じ値を示していることがわかる。

#### 4.2.5 地層構造が応答特性に与える影響

F地点での起振実験は、図4.3.5（4.3節で提示）に示すような盛土地盤上に寸法の異なる3種の基礎を設けて実施した。

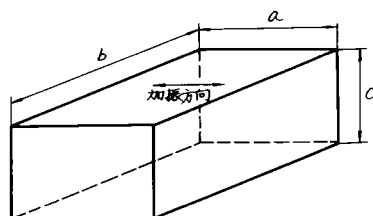
基礎上面起振方向水平変位 $y_T$ の共振曲線と位相曲線が各基礎ごとに図4.2.18に示されている。これらの図から、基礎の大きさに応じて共振曲線に次のような特徴のあることがわかる。

- ① 「基礎1」と「基礎2」の共振曲線には2個のピーク値が存在するのに対し、「基礎3」の共振曲線には唯一のピ



テスト基礎 形式	重量 (ton)	重心軸回りの質量慣性 モーメント (kg cm sec <sup>2</sup> )	基礎重心と底面周 距離 (cm)	接地面寸法 (幅 × 横) (cm)	付加ブロック 個数
A	39.71	$7.245 \times 10^5$	225	100 × 100	0
B	41.43	$8.123 \times 10^5$	233	同上	4
C	43.15	$9.228 \times 10^5$	242	同上	8

(i) O地点

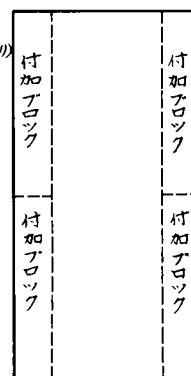


付加ブロック諸元 (個あたり)  
寸法 (単位 cm)  
20 × 100 × 20  
重量  
91 kg

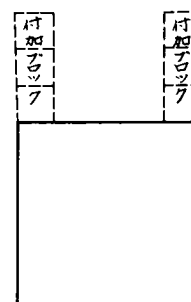
項目 ブロック名	付加ブロック 個数	幅 a (cm)	奥行 b (cm)	高さ c (cm)	振入れ長さ L (cm)	自重 W (kg)	重心軸回りの質量 慣性モーメント I (kg cm sec <sup>2</sup> )	基礎底面 重心からの距離 S (cm)
3	0	103	201	96	91	4889	9796	53.4
3	4	•	•	•	—	5253	11431	57.0
3	8	•	•	•	—	5616	13766	61.5
3	12	•	•	•	—	5980	16944	66.6

註 プロット寸法は 各辺ごとに3箇所ずつ測定しその平均値を用いた。  
コンクリートの単位体積重量  $2.3 \text{ g/cm}^3$   
W, I, S の値は 使用起振機も含めた値である。  
プロット2, 3は 早坂型 1ton 起振機 (重量 318 kg)  
プロット1は 早坂型 10ton 起振機 (重量 3612 kg)

(ii) F地点



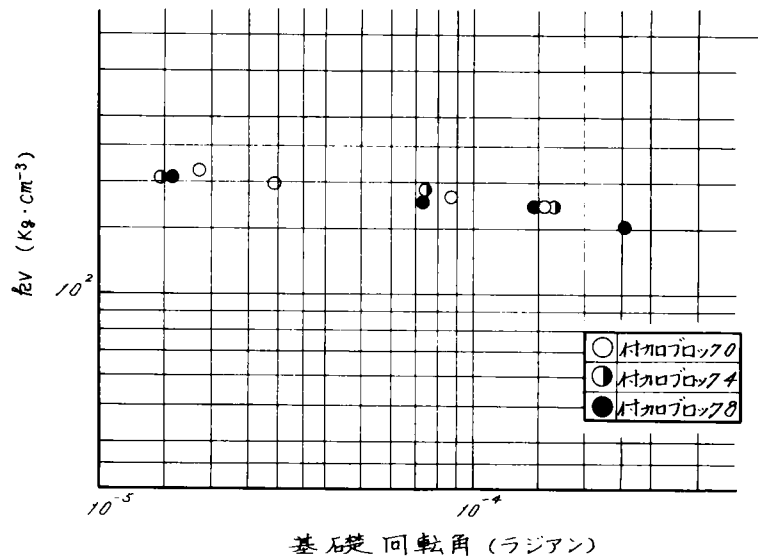
平面図



正面図

図 4.2.16 実験使用基礎形状





(i) 0 地点

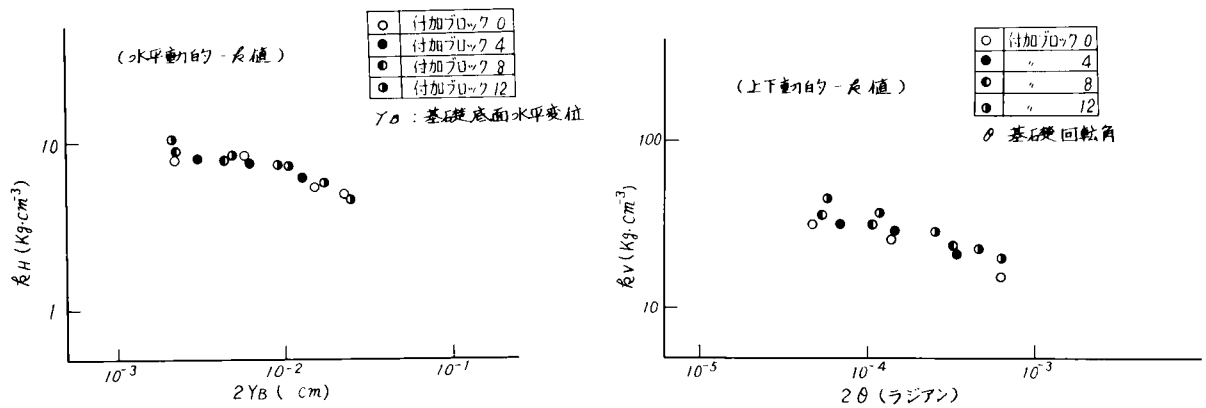


図 4.2.17 基礎形状とばね係数の関係

ークしか存在しない。

- ② ピークを示す振動数が起振力とともに低下する場合と起振力によらず同じ振動数を示す場合とが存在する。「基礎3」の共振曲線には起振力依存性を示すピークのみが存在する。
- ③ 図 4.2.18 に示した起振力に対する位相遅れ角が 90 度を示す振動数が、起振力に依存するピークの振動数と一致することから、この振動数が基礎と地盤系の相互作用に基づく共振振動数と判断される。

基礎の大きさによって共振曲線の形状が異なった原因について、図 4.3.5 (4.3 節で提示) に示した地層構造の影響であるかどうかを図 4.2.19 に示した単純なモデルで検討した。地盤上に設置された基礎が起振機で水平方向起振され、その結果、並進振動のみが発生すると仮定する。また、実地盤は半無限体であるが、層構造を表現するため一定高さをもつ円筒形土柱でモデル化する。

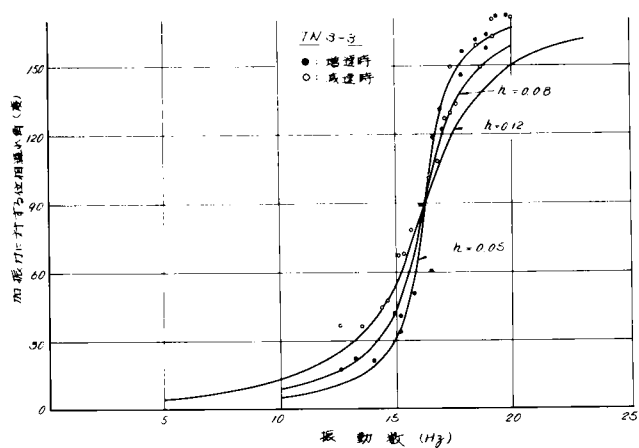
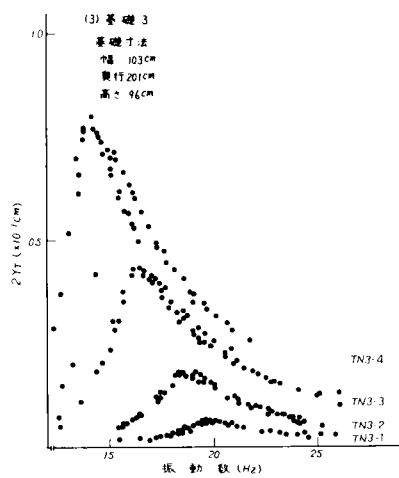
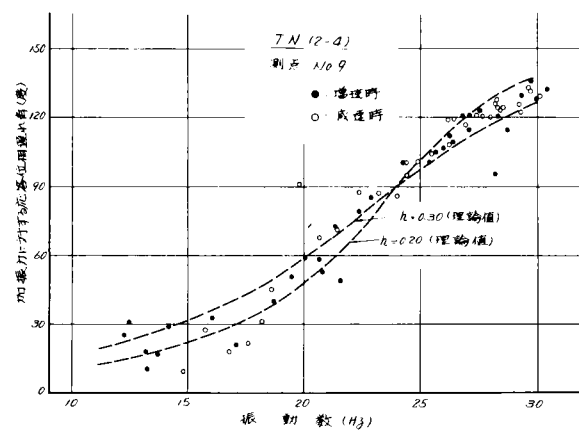
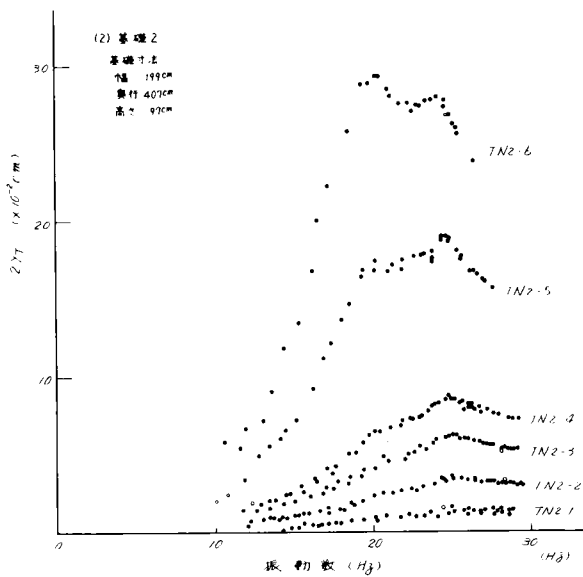
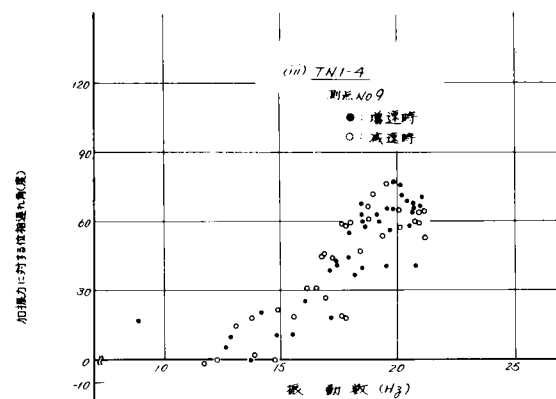
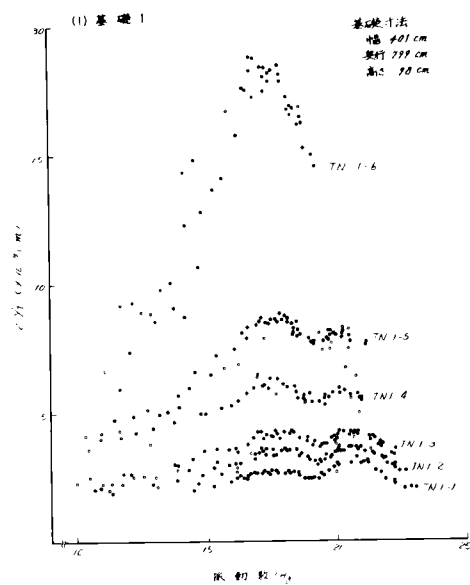


図 4.2.18 基礎寸法の違いによる共振曲線と位相曲線の比較 (4.3 節 F 地点実験)

図 4.2.19 の座標系に従えば、運動方程式および境界条件は次式となる。

運動方程式

$$M\ddot{u} + C_H(\dot{u} - \dot{x}_c) + K_H(u - x_c) = m_0 r \omega^2 \exp(i\omega t) \quad (4.2.53)$$

$$\rho \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = (G + \eta \frac{\partial}{\partial t}) \frac{\partial^2 x}{\partial y^2} \quad (4.2.54)$$

境界条件

$$y = 0 \text{ の時 } \quad x = 0$$

$$y = H \text{ の時 } \quad m_0 r \omega^2 \exp(i\omega t) - M\ddot{u} = \tau \cdot S$$

$$\tau = (G + \eta \frac{\partial}{\partial t}) \left( \frac{\partial x}{\partial y} \right)_{y=H} \quad (4.2.55)$$

$$x_c = (x)_{y=H}$$

ここに  $\rho$  : 地盤(土柱)の単位体積重量

$G$  : 地盤(土柱)のせん断弾性係数

$\eta$  : 地盤(土柱)のせん断減衰係数

$H$  : 地盤(土柱)高さ

$S$  : 基礎接地面積

$M$  : 基礎質量

$C_H, K_H$  : 基礎と地盤の相互作用を表わす  
減衰係数とばね係数

式(4.2.54)と境界条件から  $x_c$  は次式となる。

$$x_c = (x)_{y=H} = X_c(m_0 r \omega^2 \exp(i\omega t) - m\ddot{u}) \quad (4.2.56)$$

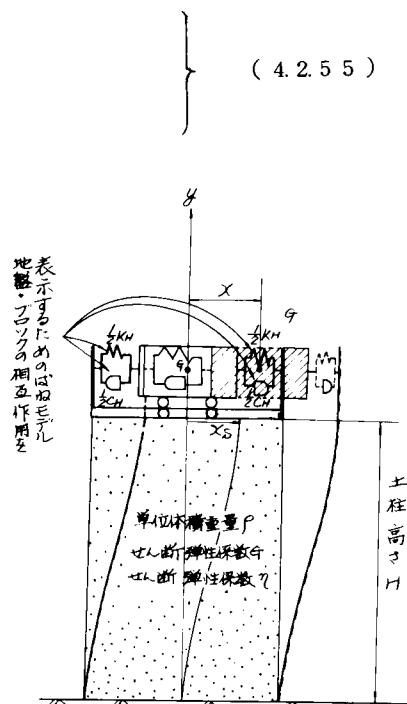


図 4.2.19 地盤特性を考慮したブロック・地盤系のモデル化

$$\text{ここに } X_c = \frac{1}{SG \frac{\omega}{V_s}} (X_{C1} + iX_{C2})$$

$$X_{C1} = \frac{\lambda_1(\alpha - \mu\beta) + \lambda_2(\alpha\mu + \beta)}{\sqrt{1 + \mu^2}(\alpha^2 + \beta^2)}$$

$$X_{C2} = \frac{-\lambda_1(\alpha\mu + \beta) + \lambda_2(\alpha - \mu\beta)}{\sqrt{1 + \mu^2}(\alpha^2 + \beta^2)}$$

$$\lambda_1 = \frac{\exp(2A_H) - \exp(-2A_H)}{\exp(2A_H) + \exp(-2A_H) + 2\cos(2B_H)}$$

$$\lambda_2 = \frac{2\sin(2B_H)}{\exp(2A_H) + \exp(-A_H) + 2\cos(2B_H)}$$

$$A_H = a_H \cdot \alpha \cdot f \sqrt{\frac{1}{1 + \mu^2}}$$

$$B_H = a_H \cdot \beta \cdot f \sqrt{\frac{1}{1 + \mu^2}}$$

$$\alpha^2 = \frac{1}{2}(-1 + \sqrt{1 + \mu^2})$$

(4.2.57)

$$\beta^2 = \frac{1}{2} (1 + \sqrt{1 + \mu^2})$$

$$\mu = \frac{\eta \cdot \omega_H}{G}, \quad a_H = \frac{\omega_H \cdot H}{V_S}, \quad f = \frac{\omega_H}{\omega}$$

$$\omega_H^2 = \frac{K_H}{M}, \quad V_S^2 = \frac{G}{\rho}$$

式(4.2.56)を式(4.2.53)に代入し整理する。

$$C_H X_C M \ddot{u} + M(1 + K_H X_C) \dot{u} + C_H \dot{u} + K_H u = (K_H X_C + 1 + i \omega C_H X_C) m_0 r \omega^2 \exp(i \omega t) \quad (4.2.58)$$

式(4.2.58)の解として次式を仮定する。

$$u = U_0 \exp(i \omega t) \quad (4.2.59)$$

式(4.2.59)を式(4.2.58)に代入し整理するとuとして次式が求まる。

$$u = \frac{m_0 r}{M} \sqrt{\frac{C^2 + D^2}{A^2 + B^2}} \exp\{i(\omega t - \varphi_u)\} \quad (4.2.60)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} A &= 1 - (f + a_H r_m X_{C1}) f + 2 h_H r_m a_H X_{C2} f^2 \\ B &= f \{ a_H r_m X_{C2} + 2 h_H (1 - a_H r_m X_{C1} f) \} \\ C &= f \{ a_H r_m X_{C1} + (1 - 2 h_H a_H r_m X_{C2}) f \} \\ D &= a_H f [r_m X_{C2} + 2 h_H r_m X_{C1} f] \\ r_m &= \frac{M}{\rho S H} \\ \varphi_u &= \tan^{-1} \frac{BC - AD}{AC + BD} \end{aligned} \right\} \quad (4.2.61)$$

式(4.2.60)を式(4.2.56)に代入し整理すれば、 $X_C$ は次式から求まる。

$$X_C = \frac{m_0 r}{M} r_m a_H f \sqrt{x_{C1}^2 + x_{C2}^2} \exp\{i(\omega t - \varphi_{XC})\} \quad (4.2.62)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここに } x_{C1} &= X_{C1} \left(1 + \sqrt{\frac{C^2 + D^2}{A^2 + B^2}} \cos \varphi_u\right) + X_{C2} \sqrt{\frac{C^2 + D^2}{A^2 + B^2}} \sin \varphi_u \\ x_{C2} &= X_{C2} \left(1 + \sqrt{\frac{C^2 + D^2}{A^2 + B^2}} \cos \varphi_u\right) - X_{C1} \sqrt{\frac{C^2 + D^2}{A^2 + B^2}} \sin \varphi_u \\ \varphi_{XC} &= \tan^{-1} \frac{x_{C2}}{x_{C1}} \end{aligned} \right\} \quad (4.2.63)$$

検討例として、「基礎2」を取りあげた。すなわち、土柱高さHは盛土厚13mに一致させ、土柱のS波速度は2次の卓越振動数が20Hzになるように決めた。また、基礎と地盤の相互作用に基づく共振振動数は24Hzとし、減衰定数は20%とした。基礎と土柱の重量比 $r_m$ をパラメータにして検討した結果が図4.2.20に示されている。ここに $r_m = 0.098$ は「基礎2」およびその接地面積をもつ土柱に対する値である。これらの図より次のことがわかる。

- ①  $r_m$ 比が小さくなるほど、すなわち、基礎重量が土柱重量に比べ小さくなるほど、基礎応答特性に含まれる土柱特性の影響の割合は少なくなり、基礎と地盤の相互作用に基づく応答特性が卓越する様子が認められる。この検討例では $r_m = 0.00098$ にもなると、基礎の応答曲線は、基礎と地盤の相互作用に基づく応答曲線に一致する。
- ② 起振実験の結果では小さな基礎(「基礎3」)の共振曲線には、基礎と地盤の相互作用に基づく共振振動数しか認められないのに対し、大きな基礎(「基礎1, 2」)の共振曲線には顕著なピークが2個認められたが、この実験事

実は①で述べた単純モデルによる検討結果の傾向と一致する。

すなわち、起振実験に使用する基礎寸法を大きくすると地層構造の影響が基礎応答特性にも現れるため、基礎挙動から地盤ばね特性を検討する場合には、その影響も十分配慮した検討が必要となる。

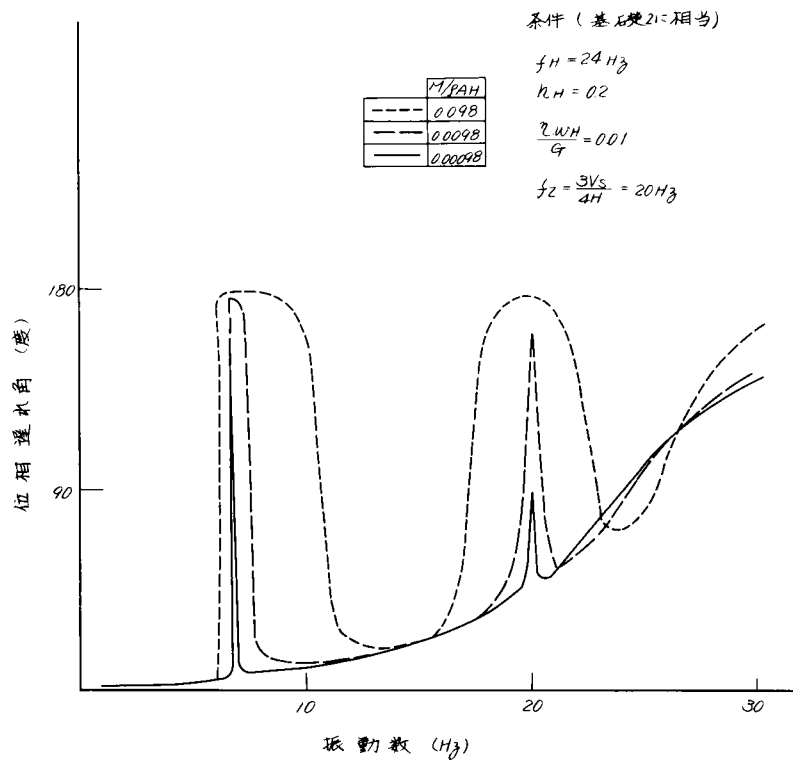
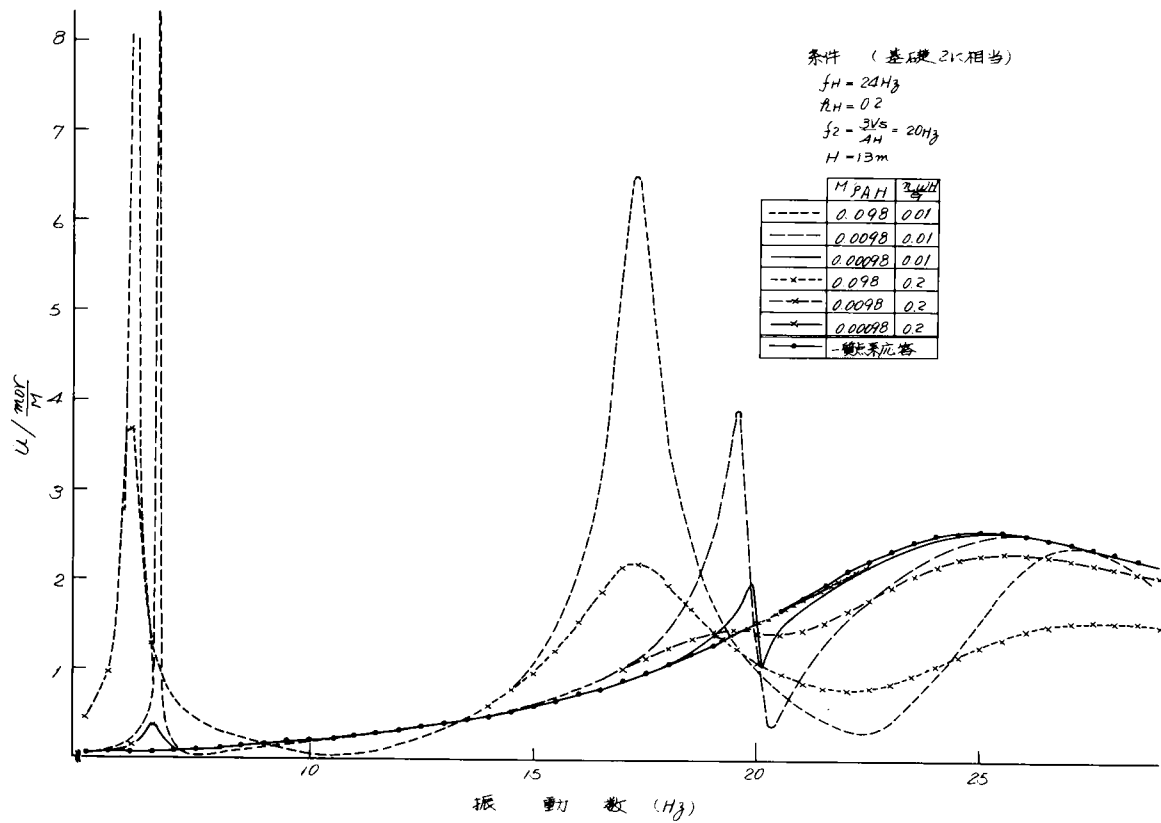


図 4.2.2.0 共振曲線・位相曲線の理論解 (F 地点)

### 4.3 直接基礎

変電機器の基礎形式として直接基礎と杭基礎が採用されている。本節では、直接基礎を支える地盤モデルについて剛体基礎の起振実験をもとに検討する。

#### 4.3.1 実験条件および実験方法

実験実施地点の地盤条件、基礎寸法および起振方法等を本項でまとめて示す。なお、起振力に対する基礎応答の位相遅れ角に注目した計測を実施したのは昭和50年以降であり、それ以前の実験は共振曲線のみ主に着目して実験を行なった。

##### (1) 実験条件（地盤条件、基礎諸元等）

###### (a) A地点（昭和46年1月実施）

起振実験は盛土地盤（厚5.5m）上で実施した。起振実験位置付近の地盤性状が図4.3.1に示されている。盛土部のS波速度は310m/sであり、非常に良く締った盛土と云える。実験では平面寸法の異なる3種の基礎を使用した。基礎諸元が図4.3.1に示されている。

本地点では接地圧を計測するために土圧計をB基礎の底面に6個埋設した。設置位置が図4.3.1に示されている。仕様も同図中に示されている。

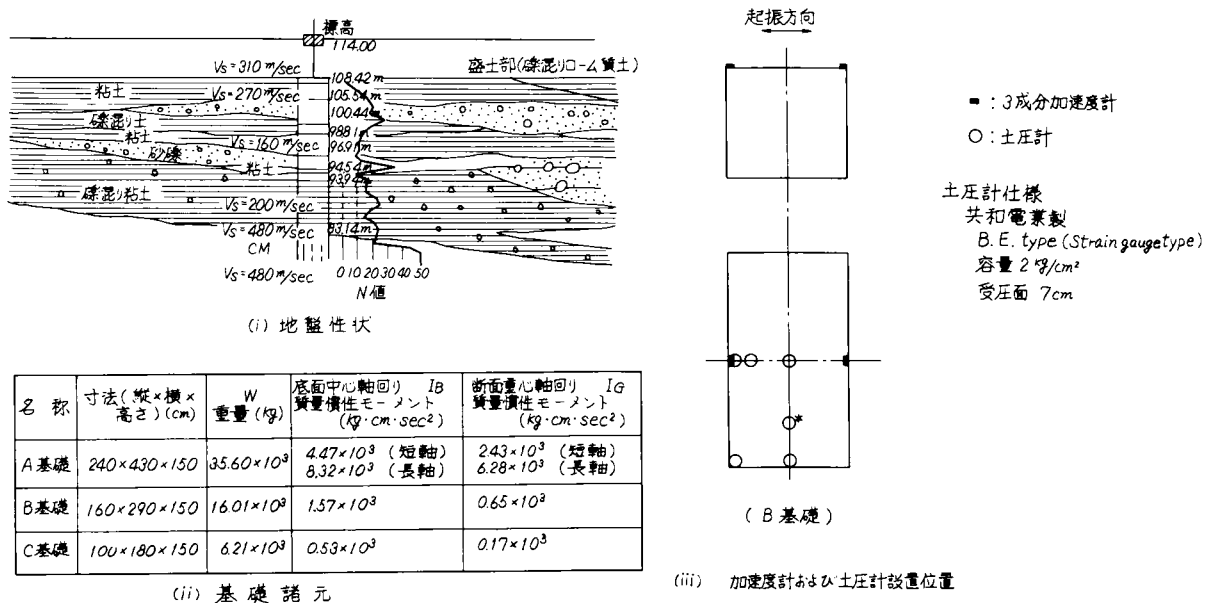


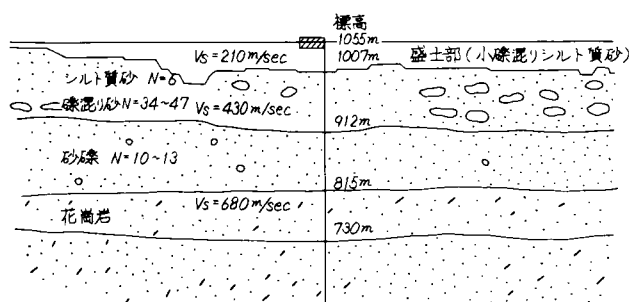
図 4.3.1 実験条件（A地点）

###### (b) B地点（昭和46年2月実施）

起振実験は盛土地盤（厚4.8m）上で実施した。起振実験位置付近の地盤性状が図4.3.2に示されている。盛土部のS波速度は210m/sである。実験には平面寸法の異なる3種の基礎を採用し、接地圧分布の測定も実施した（図4.3.2）。実験条件はA地点と同じである。

###### (c) C地点（昭和46年7月実施）

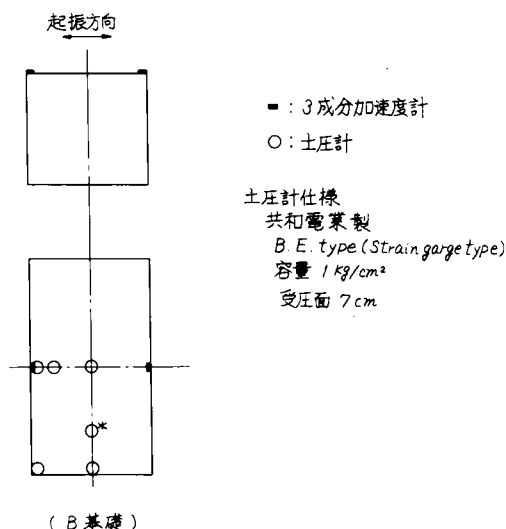
起振実験は盛土地盤（厚さ9m）上で実施した。起振実験位置付近の盛土性状が表4.3.1に示されている。盛土部



(i) 地盤性状

名称	寸法(縦×横×高さ)(cm)	重量(kg)	底面中心軸回り質量慣性モーメント(kg・cm・sec <sup>2</sup> )	重心軸回り質量慣性モーメント(kg・cm・sec <sup>2</sup> )
A基礎	240×430×150	37.15×10 <sup>3</sup>	4.66×10 <sup>3</sup> (短軸) 8.68×10 <sup>3</sup> (長軸)	2.53×10 <sup>3</sup> (短軸) 6.55×10 <sup>3</sup> (長軸)
B基礎	160×290×150	16.70×10 <sup>3</sup>	1.64×10 <sup>3</sup>	0.68×10 <sup>3</sup>
C基礎	100×180×150	6.48×10 <sup>3</sup>	0.55×10 <sup>3</sup>	0.18×10 <sup>3</sup>

(ii) 基礎諸元



(iii) 加速度計および土圧計設置位置

図 4.3.2 実験条件 (B 地点)

のS波速度は400m/s と非常に良く締った地盤である。なお、盛土基盤は風化粘板岩と砂岩の互層でS波速度は500m/s 以上である。基礎寸法は1種で、基礎諸元が表4.3.1に示されている。

(d) D地点 (昭和46年9月実施)

起振実験は盛土地盤 (厚さ18m) 上で実施した。起振実験位置付近の盛土性状が表4.3.1に示されている。盛土部のS波速度は310m/s で、良く締った地盤といえる。なお本地点の基礎高さが他地点に比べ高いのは、共振点を低振動数で得るために回転振動成分を卓越させたためである。基礎寸法は1種で、基礎諸元が表4.3.1に示されている。

(e) E地点 (昭和47年1月実施)

起振実験は盛土地盤 (厚さ2m) 上で実施した。起振実験位置付近の盛土性状が表4.3.1に示されている。盛土部のS波速度は320m/s であるが、盛土の下層には、S波速度130m/sの軟弱層が6m厚程度ある。基礎寸法は1種で、基礎諸元が表4.3.1に示されている。

表 4.3.1 実験条件 (地点名 C, D, E)

(i) 地盤性状

種目	地点名	C	D	E
性状		盛土	盛土	盛土
土質		粘性土 (礫混り)	粘性土 (礫混り)	粘性土 (礫混り)
K30 (kg/cm <sup>2</sup> )		10~15	11~14	7~20
S波速度 (m/sec)		400	310	320
沈下量 (mm)		5 / $\frac{50 \text{ ton}}{1.5 \text{ m}^2}$	0.6 / $\frac{50 \text{ ton}}{1.5 \text{ m}^2}$	4.5 / $\frac{40 \text{ ton}}{1.5 \text{ m}^2}$
盛土厚 (m)		9	18	2
注		盛土基盤はVs 500m/s 以上		盛土下に厚6mの軟弱層あり N=0~8 S波速さ130m/sec

K 30 : 径 30 cm の載荷板を用い求めた静的地盤係数

(ii) 基礎諸元

地名	寸法 (縦×横×高さ) (cm)	重量 (kg)	重心軸回り質量慣性モーメント (kg・cm・sec <sup>2</sup> )
C	100×150×100	3730	0.778×10 <sup>4</sup>
D	100×150×160	5800	2.031×10 <sup>4</sup>
E	100×200×100	4880	0.977×10 <sup>4</sup>

(f) F地点（昭和50年7月実施）

起振実験は、狭谷上の盛土地盤で実施した。その位置および変電所概略図が図4.3.3に、起振実験位置付近の概略および基礎位置が図4.3.4に、各基礎位置での断面図が図4.3.5に示されている。図4.3.5より、起振実験は盛土厚13mの位置で行なわれたことがわかる。本盛土直下の在来地盤は、柱状図によれば、シルト混り玉石（極密）でかなり堅硬である。したがって、在来地盤と盛土との境は地層構造上の基盤面と考えられる。

実験地点の盛土のS波速度の計測は失敗したため正確な値が得られなかったが、起振実験結果から200～300m/s程度と考えられる。

実験には基礎寸法の異なる3種の基礎を採用した。図4.3.6に基礎諸元が示されている。「基礎3」では同図中に示されているように、付加ブロックを基礎上面に据付ることによって同一接地面積のもとで並進振動モードと回転振動モードの分担率を変化させ、応答に与える影響を調べた（4.2.4項参照）。

図4.3.7に基礎挙動を計測するための測点が表示されている。A～E地点では明記しなかったが同様の測点が採用されている（本実験地点の結果の1部は、4.2節で使用した）。

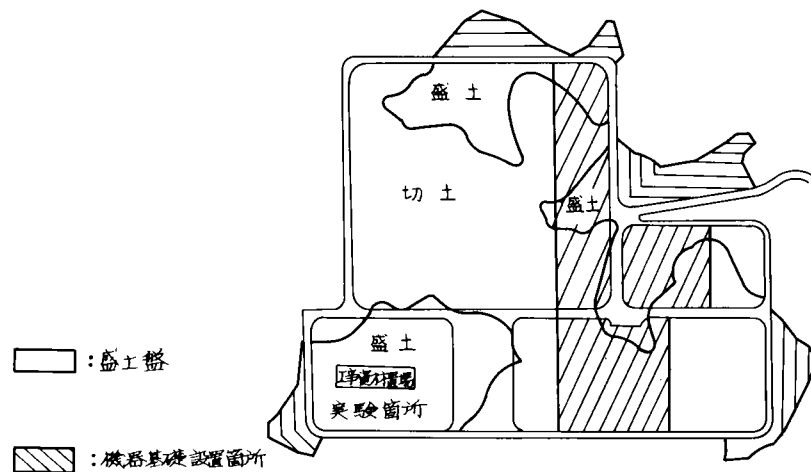


図4.3.3 F地点概略図

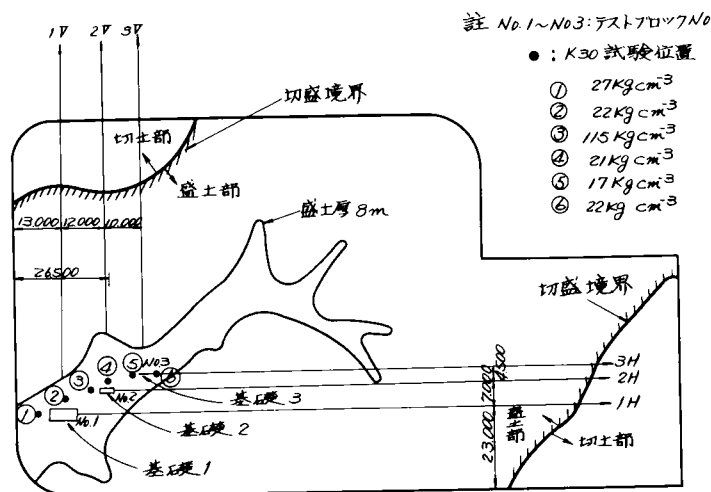


図4.3.4 起振実験用テスト基礎位置図（F地点）



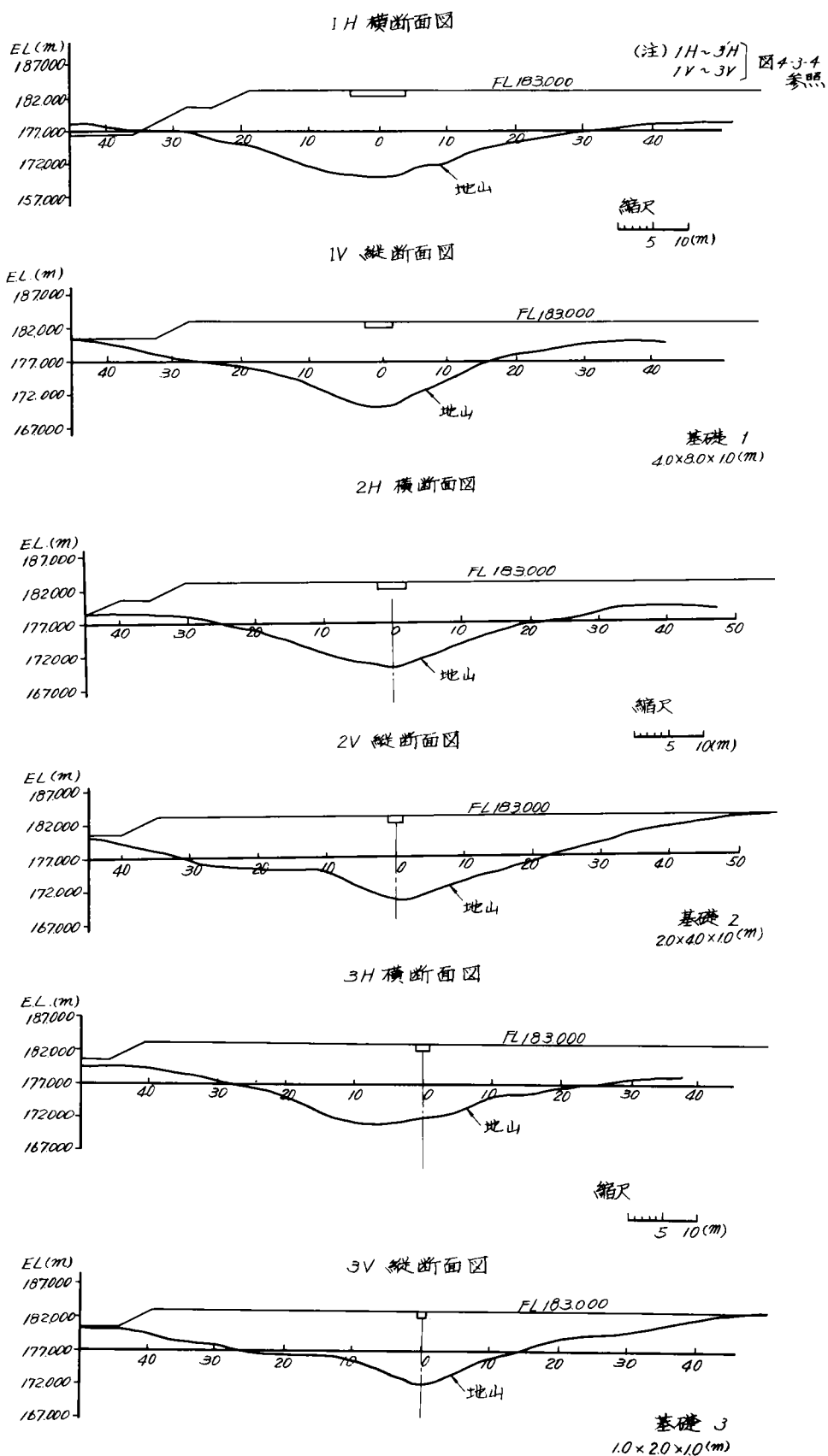
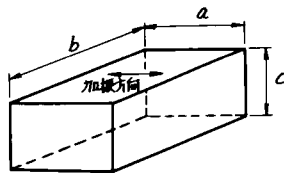
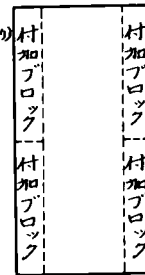


图 4.3.5 起振实验位置断面图 (F 地点)

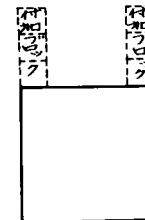


付加ブロック諸元(1個あたり)  
寸法(単位:cm)  
20×100×20  
重量  
9.1 kg

項目 基礎	付加 個数	幅 a (cm)	奥行 b (cm)	高 c (cm)	根入れ L (cm)	重量 W (kg)		γ (cm)
1	0	101	799	98	91	75830	1080630	58.3
2	0	199	107	97	92	18383	77528	49.9
3	0	103	201	96	91	4889	9796	53.4
3	4	"	"	"	—	5253	11431	57.0
3	8	"	"	"	—	5616	13766	61.5
3	12	"	"	"	—	5980	16944	66.6



平面図



正面図

注) ブロック寸法は各辺ごとに3箇所ずつ測定しその平均値を用いた。

コンクリートの単位体積重量  $2.3 \text{ g/cm}^3$

W: 16. γ の値は使用起振機も含めた値である。

ブロック 2.3 は 早坂型 1 ton 起振機 (重量 318 kg)

ブロック 1 は 早坂型 10 ton 起振機 (重量 3612 kg)

図 4.3.6 使用テスト・基礎諸元 (F 地点)

N0	測定方向	加速度計 設置量
1	加振方向	2G
2	加振垂直方向	5G
3	上下方向	2G
4	加振方向	2G
5	加振垂直方向	5G
6	上下方向	2G
7	加振方向	2G
8	"	2G
9	"	2G
10	"	2G

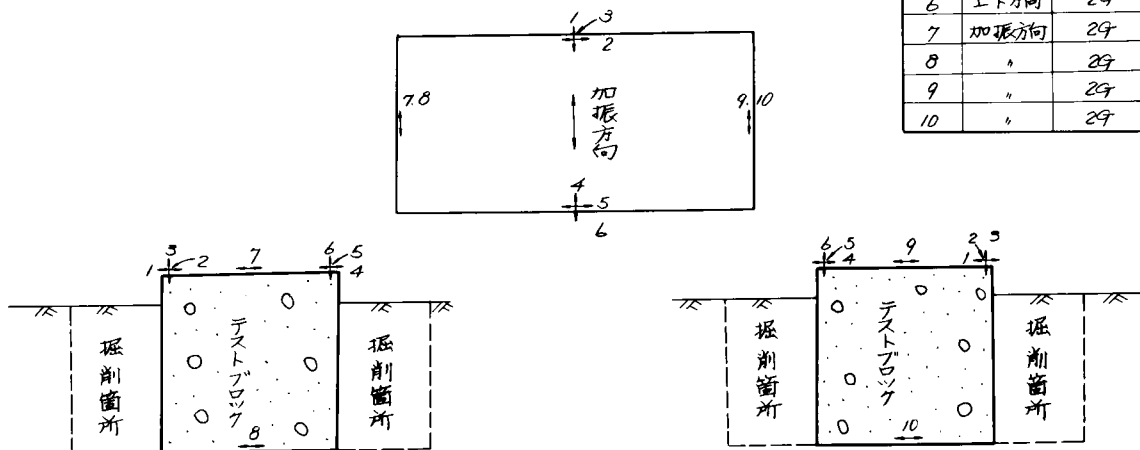
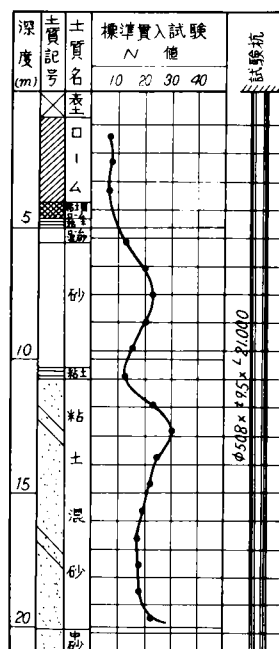


図 4.3.7 加速度計設置位置 (F 地点)

(g) G 地点 (昭和 53 年 3 月実施)

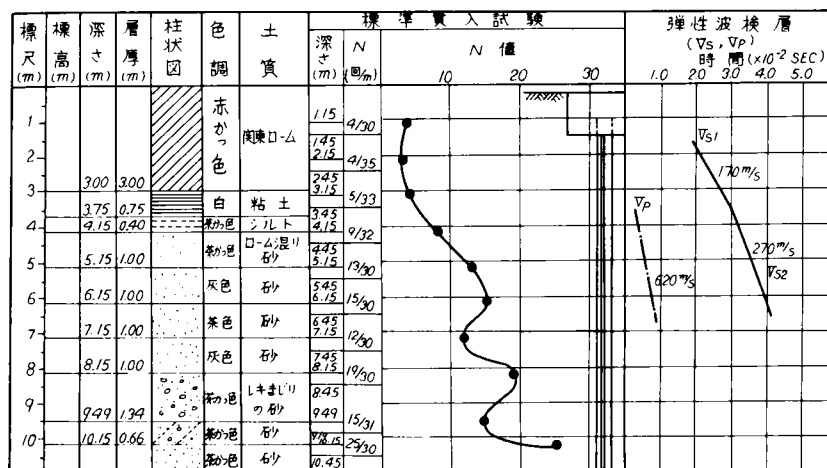
本実験は、電力中央研究所土木技術研究所構内上下・水平 2 次元振動台建設予定地内で実施した。実験実施前に弾性波検層等の地盤調査を行なった。その結果が図 4.3.8 にまとめられている。この図からわかるように、起振実験を実施した地盤は S 波速度  $170 \text{ m/s}$  の関東ローム層が 5 m 程度堆積した地盤である。

本地点では、直接基礎と同一寸法の杭基礎を設け、両基礎の動特性比較を行なった。図 4.3.8 中に基礎諸元が示されている (杭基礎については「4.4 節」で説明する)。



(1) 概略図

名 称	数 値
P 波 速 度	620 m/s
S 波 速 度	170 m/s
単 位 体 積 重 量	1.24 g/cm <sup>3</sup>
単 位 体 積 質 量	1.265 × 10 <sup>-6</sup> kg/cm <sup>4</sup> s <sup>2</sup>
層 厚	約 5 m
ポアソン比	0.459
せん断弾性係数	365.6 kg/cm <sup>2</sup>
ヤング率	1075.3 kg/cm <sup>2</sup>
体積弾性率	4219.6 kg/cm <sup>2</sup>



(2) 表層部の詳細図

(i) 実験地点地盤性状図

名 称	記 号	
基礎質量	M	5 2.25 kg · sec <sup>2</sup> /cm
基礎高さ	H	150 cm
重心の高さ	S	83.6 cm
重心～起振力作用距離	ℓ	125.1 cm
基礎底面積	A	144,400 cm <sup>2</sup>
重心軸回りの慣性二次モーメント	I <sub>G</sub>	0.7994 × 10 <sup>6</sup> cm <sup>4</sup>

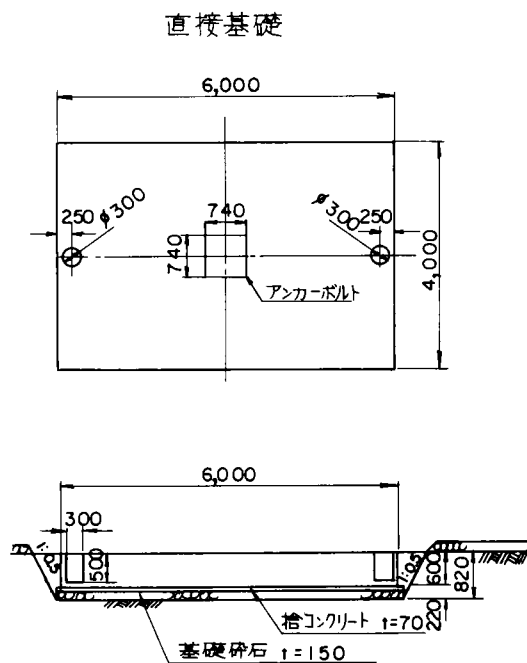
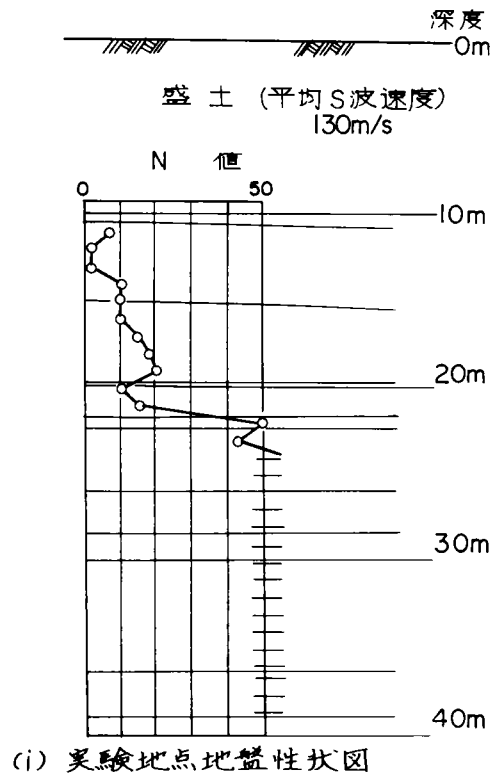
基礎名	基礎形式	基礎寸法
A基礎	直接基礎	3.8 m × 3.8 m × 1.5 m

(ii) 基礎諸元 (含 起振機)

図 4.3.8 実験条件 (G地点)

(h) H地点 (昭和53年10月実施)

起振実験は盛土地盤 (厚10m) 上で実施した。起振実験位置付近の地盤性状が図 4.3.9 に示されている。盛土部の S 波速度は 130m/s である。本地点でも、直接基礎と同一寸法の杭基礎を設け、両基礎の動特性比較を行なった。図 4.3.9 中に基礎諸元が示されている (杭基礎については「4.4 節」で説明する)。



名 称	記 号	
基礎質量	M	49.87 kg sec <sup>2</sup> /cm
基礎高さ	H	82.0 cm
重心の高さ	S	48.0 cm
重心～起振力作用距離	l	91.5 cm
基礎底面積	A	240.000 cm <sup>2</sup>
重心軸回りの慣性二次モーメント	I <sub>G</sub>	6.7484 × 10 <sup>5</sup> cm <sup>4</sup>
底面～振動計2点までの距離 (注)	B	22 cm
底面断面二次モーメント	J	3.2 × 10 <sup>9</sup> cm <sup>4</sup>

(iii) 基礎諸元

図 4.3.9 実験条件 (H地点)

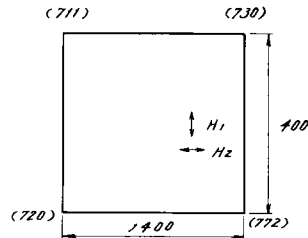
(i) I 地点 (昭和55年9月実施)

本地点は他地点と異なり岩盤上での起振実験である。岩盤には節理などが存在するため不連続な構造体といえる。したがって、できるだけ平均的な岩盤特性を求めるため、基礎の平面寸法も14m角と大きなものにした。図4.3.10に地盤性状および基礎諸元が示されている。また同図中に接地圧を計測するために配置した土圧計の設置位置が示されている。

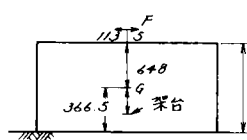
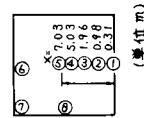
## (i) 基礎物性値(実験模型ブロック地点)

深 度 (m)	P波速度 $V_p(\text{km/sec})$	S波速度 $V_s(\text{km/sec})$	密 度 $\rho(\text{g/cm}^3)$	ポアソン比 $\nu$	ヤング $E(\text{kg/cm}^2)$	剛 性 $G(\text{kg/cm}^2)$
0 ~ 2	2.0	0.7	2.46	0.43	$0.35 \times 10^5$	$0.12 \times 10^5$
2 ~ 5	2.7	1.4	2.60	0.32	1.37	0.52
5 ~ 14.3	4.2	2.0	2.60	0.35	2.87	1.06

## (ii) 基礎諸元



## (iii) 土圧計配置



[単位 : cm]

(注) ブロック高さは4辺の平均値とする。  
Fは起振力  
Gは重心  
( )内の数字は各記入位置における基礎高さ

	重量 W (ton)	慣性モーメント G ( $\text{cm} \cdot \text{cm} \cdot \text{sec}^2$ )
水平 加振時	3906.07	720180.65

図 4.3.10 実験条件 (I 地点)

## (2) 起振方法

基礎を起振するため、起振機を、基礎上面中央部に据付けた。起振機は、偏心した重錘を回転させ、その結果発生する遠心力を用いるため起振機の発生する力(F)は、次式で表示できる。

$$F = m \cdot r \cdot \omega^2 \exp(i \omega t)$$

ここに  $m \cdot r$  : 偏心モーメント

$\omega$  : 円振動数

$$i^2 = -1$$

I 地点の実験以外は根入れされた状態で起振実験を行なった後、基礎周囲の地盤を基礎底面位置まで幅約 1 m で掘削し根入れ効果を無くした状態(「根入れなし」状態と命名)で起振実験を実施した。

各基礎状態とも、地盤ばね係数等の非線型特性を調べる目的で起振力または偏心モーメントを数種変化させた実験を行った。

各偏心モーメントごとに、振動数を 2 Hz ~ 25 Hz の範囲で変化させ、所定振動数ごとに基礎の定常振動応答を測定した。

「E 地点」と「G 地点」の実験では、上述の「定常起振」以外に、地盤に弾性領域程度のひずみしか発生させない起振力で非常に短時間に所定振動数範囲を起振する「Run Down 起振」または「Sweep 起振」方式を採用した。この起振方式は起振実験による地盤の乱れを看視するために使用された(4.2.3 項参照)。使用した起振機仕様が表 4.3.2 に示されている。

表 4.3.2 使用起振機仕様

起振機名		1 ton 起振機	10 ton 起振機	150 ton 起振機
項 目	概略寸法 (cm)	42×70	103×133.5	320×688.6
	平面寸法 高 さ	47	136	210
重 量 (kg)		280 (モータ別置) 580 (モータ含)	2440 (本体のみ) 3612 (counter 重量を含む)	12200 (本体のみ) 20900 (駆動部含む)
偏心モーメント (kg・cm)		250	1750	54600
最 大 出 力 (ton)		1.0	10	150
起振可能振動数 (Hz)		1～25	0.5～25	2.0～20.4
電 動 機 容 量 (kW)		11	15	37
使 用 地 点		A, B, C, D, E	F, G, H	I

## (3) 計測方法および解析方法

基礎挙動を観測するために、表 4.3.3 に示した加速度計または速度計を使用した。

接地圧を計測するために表 4.3.4 に示した土圧計を使用した。

計測値は定常起振実験では、所定振動数ごとに増幅器およびローパス・フィルタを通して電磁オシログラフ紙上、または、磁気テープ上に記録した。同時に起振力波形も記録した。I 地点の実験では、計測値をデジタル収録し、FFT により振幅値および位相遅れ角を求めることのできる解析装置<sup>39)</sup>を使用した。

表 4.3.3 使用換震器

換 震 器 名	製 造 者 名	性 能	使 用 地 点
U A 型 加 速 度 計	新 興 通 信	容量 2 g 固有振動数 120Hz 減衰定数 0.7	A 地点, B 地点, C 地点, D 地点, E 地点, F 地点, H 地点
VP-4122 型 加 速 度 計	国 際 振 動	容量 2 g 固有振動数 120Hz (位相特性は振動台で検定した)	G 地点
速度出力型 SDV-112 (速 度 計)	勝 島 製 作 所	端子端出力 1.80 Volt/Kine 固有振動数 1.0Hz 測定範囲 1.0～20Hz 減衰定数 0.61	I 地点

表 4.3.4 土 圧 計

項 目	地 点	A, B 地点	I 地 点
型 式		BE-2kA	PD234
測 定 範 囲		2kg/cm <sup>2</sup>	3kg/cm <sup>2</sup>
ヒステリシス		0.6%FS	0.8%FS
非 直 線 性		0.4%FS	0.8%FS
許容温度範囲		-10℃～40℃	0～40℃
製 造 者		共 和 電 業	豊 田 工 機

#### 4.3.2 実験結果および考察

##### (1) 接地圧分布

基礎を支える地盤をばねとダッシュ・ポットでモデル化する場合、接地圧分布形状が重要な役割を果す。ここでは、盛土地盤（A地点、B地点）および岩盤（I地点）で計測した接地圧分布形状について検討する。

盛土地盤（A、B地点）で得られた接地圧～起振振動数関係の一例が図4.3.1.1に示されている。増速時と減速時の共振曲線の経路が異なるのは、「4.2.3」で説明した地盤の乱れが原因と考えられる。接地圧分布を調べるため、所定振動数における接地圧を加振方向および加振直角方向の分布として整理した結果が図4.3.1.2に示されている。図4.3.1.3には、野口ら<sup>22)</sup>の実験結果が参考のために示されている。これらの図より、基礎が並進・回転連成振動する場合の接地圧分布は、基礎中心線上で0、基礎端に近づくにつれて大きくなる三角形分布ないしは剛版分布に近い三角形分布で近似できることがわかる。またその分布形状は振動数によらず同じである。

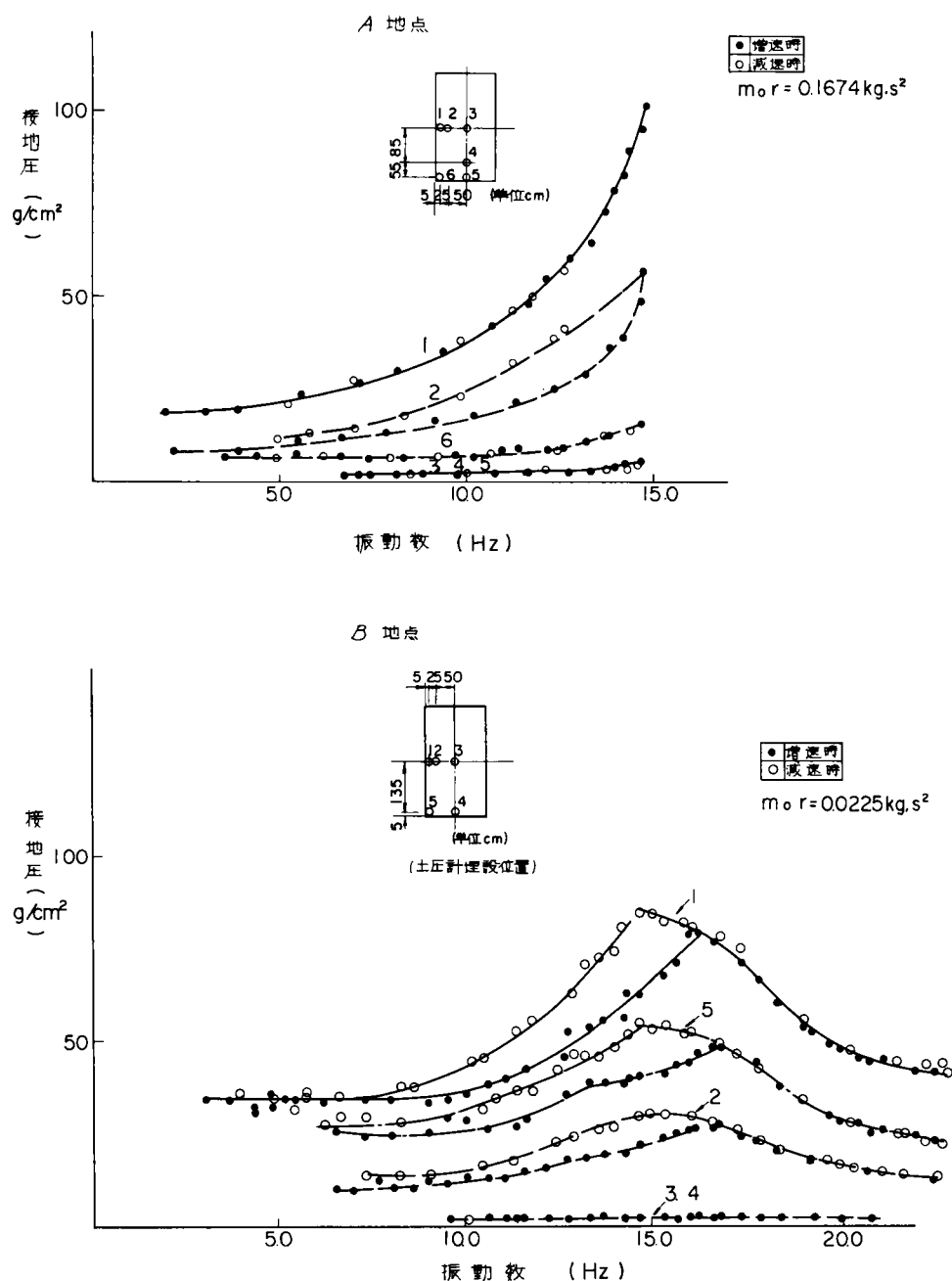


図 4.3.1.1 接地圧と振動数との関係（A、B地点）

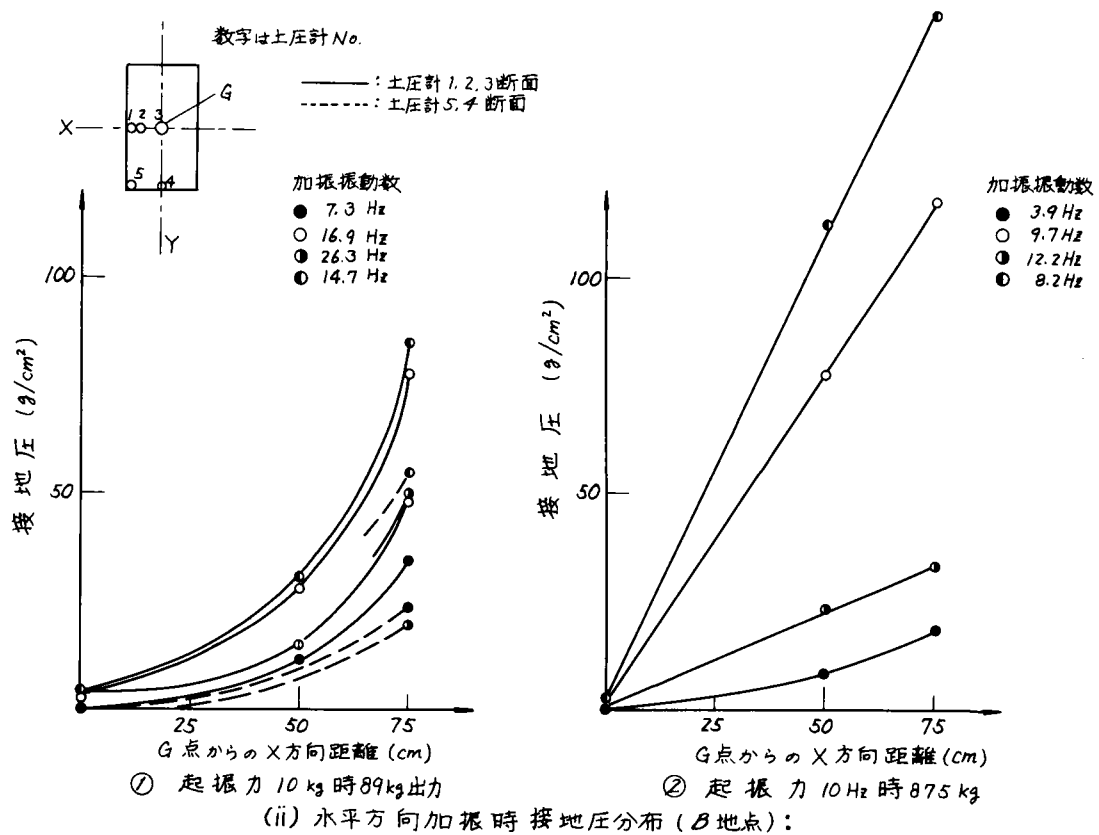
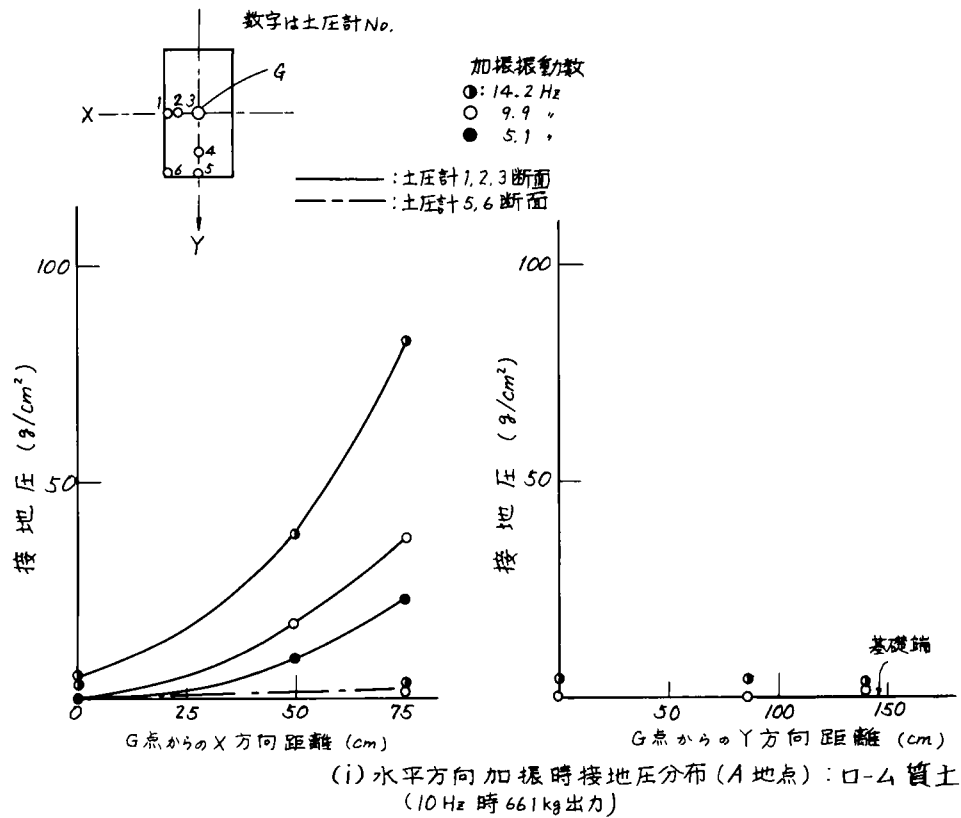


図 4.3.1 2 接地圧分布



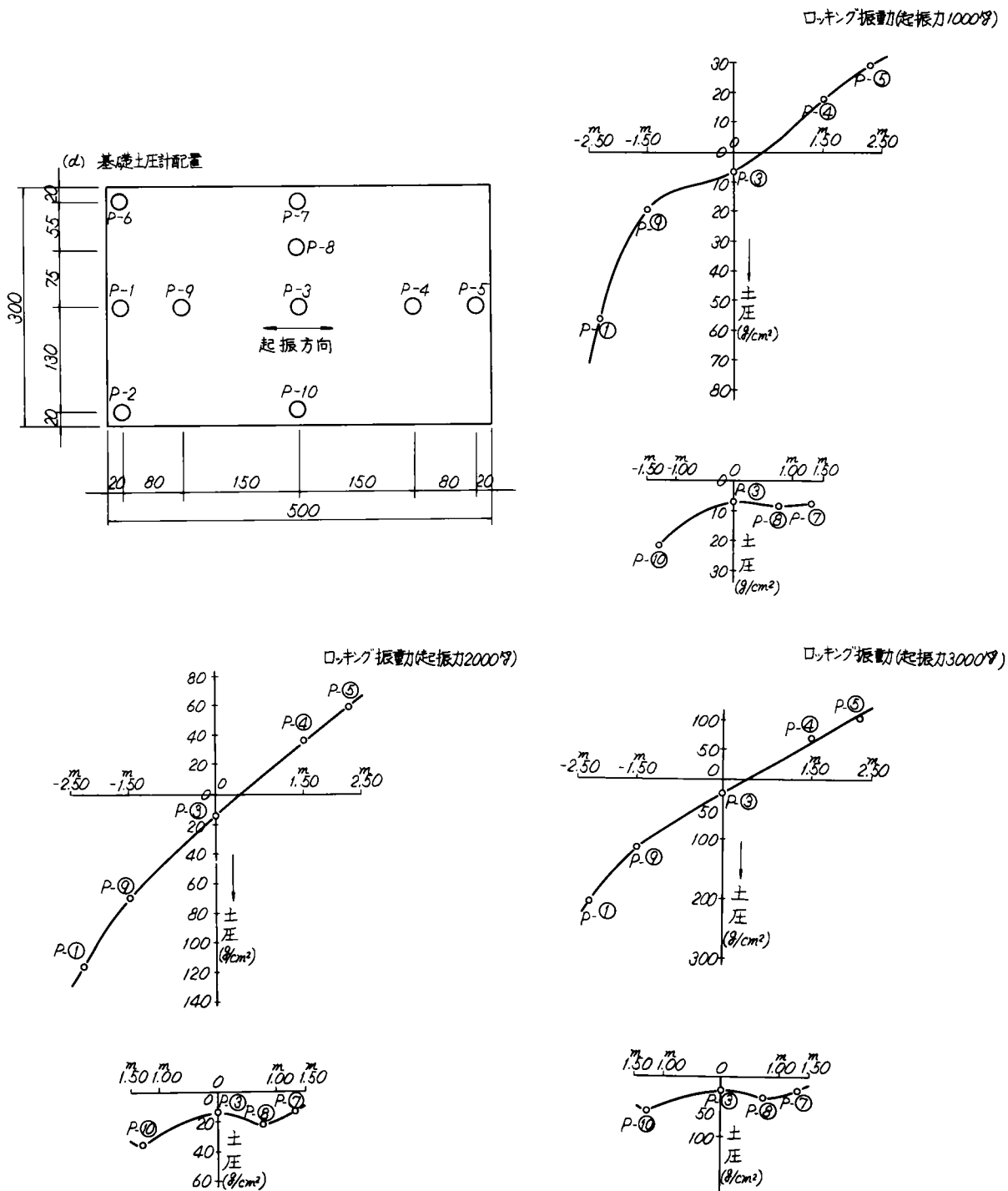


図 4.3.13 接地圧分布(野口ら<sup>22)</sup>による)

岩盤(I地点)で得られた接地圧～起振振動数関係の一例が図4.3.14に示されている。所定振動数における接地圧分布として整理した結果が図4.3.15に示されている。岩盤の場合、表面が平らにならないため図4.3.16に示したようにモルタルを敷いて土圧計を設置した。図4.3.15から接地圧分布は基礎中心から基礎端に向うにつれ大きくなるが、基礎端から2m内部に入った測点から小さくなる放物線分布のような分布形状が認められた。しかし、土圧計①の対称位置にある土圧計⑥が3角形分布と仮定した接地圧を示していること、および土圧計①と土圧計②の接地圧が接地圧分布として滑らかな分布形状を示さず計測誤差が含まれているとも考えられることから、岩盤の場合には、3角形分布か

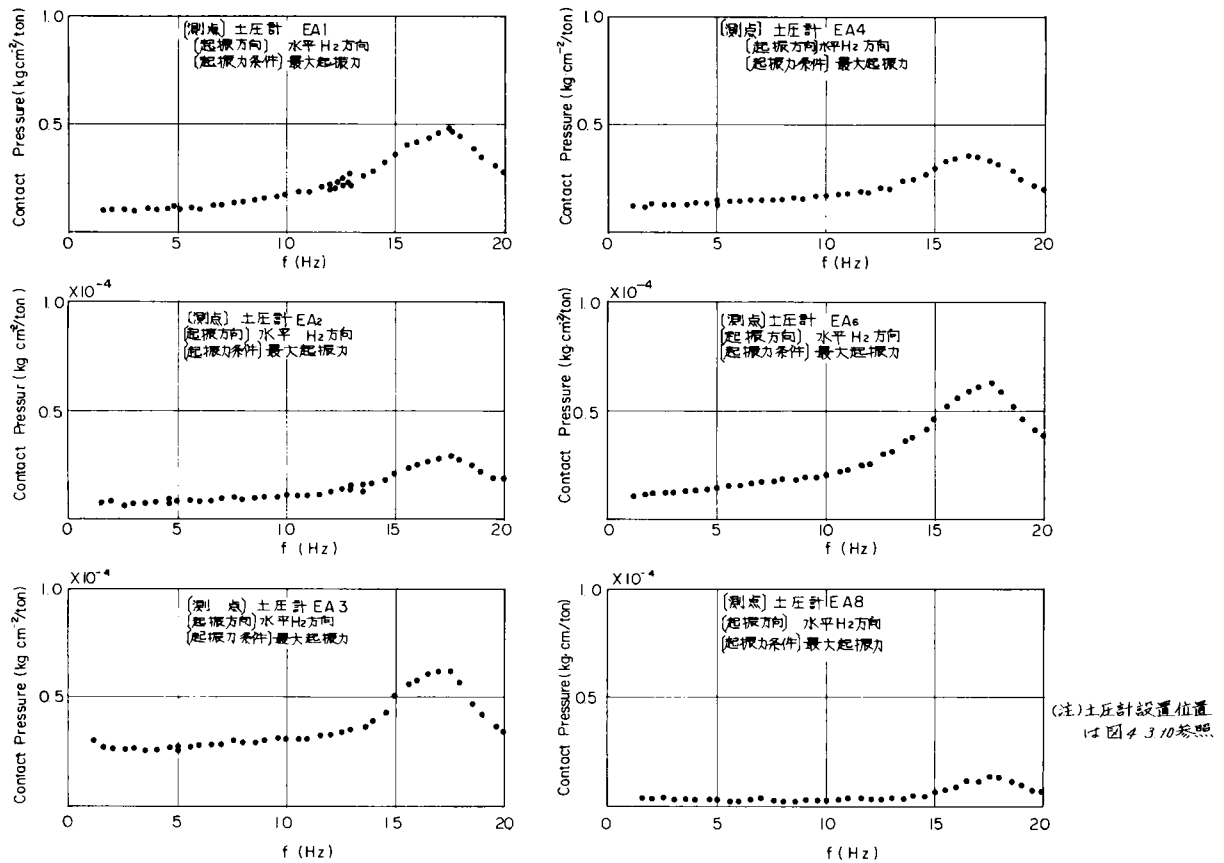


図 4.3.14 接地圧と振動数との関係 (I 地点)

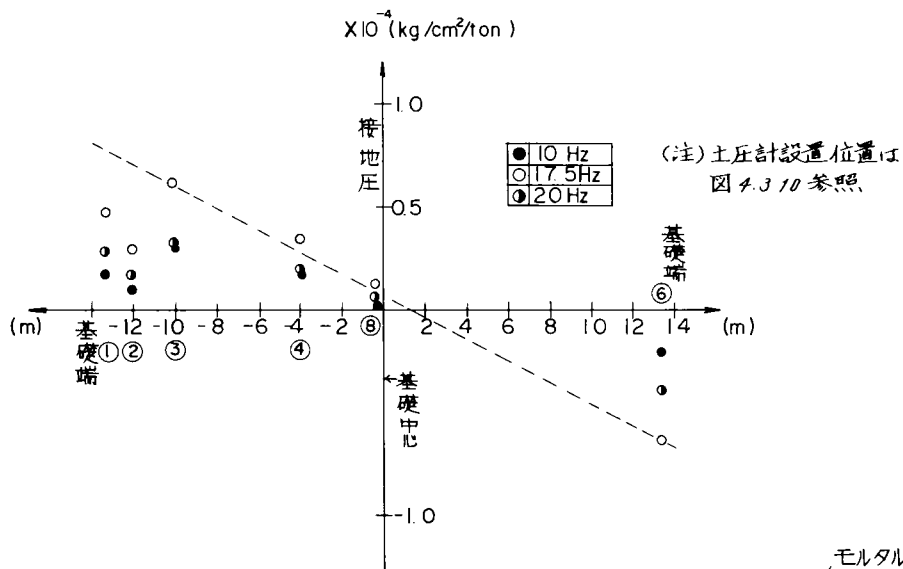


図 4.3.15 接地圧分布 (I 地点)

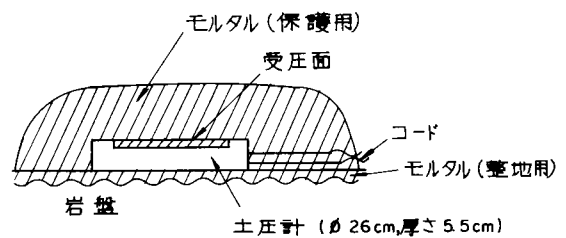


図 4.3.16 土圧計設置方法 (I 地点)

ら放物線分布で近似できそうである。また、これらの接地圧分布形状は振動数によらず同じ形状を示している。

以上の検討結果より並進・回転連成振動する変電機器基礎寸法程度の基礎の接地圧分布は、対象とする地盤によって異なるようであるが、第1次近似としては、回転振動に対して3角形分布を採用することができるとわかる。並進振動に対しては、回転振動の3角形分布に相当する一様分布を採用すればよいと判断した。

## (2) 地盤ばね係数の基礎応答変位依存性

起振力を数種類変化させて求めた基礎上面応答変位の共振曲線が図4.3.17に比較して示されている。この図より、起振力の増加とともに共振振動数が低下していくことがわかる。このことは、起振力の増加とともに応答変位量も増加するため、共振振動数は応答変位量が大きくなるにつれ小さくなることになる。共振振動数の変化は、振動質量が同じ振動系に対してはばね係数の変化に基づくと考えられる。したがって、上述の共振振動数に認められた特性は地盤ばね係数の基礎応答変位すなわち地盤変形量依存性に原因するものと考えられる。

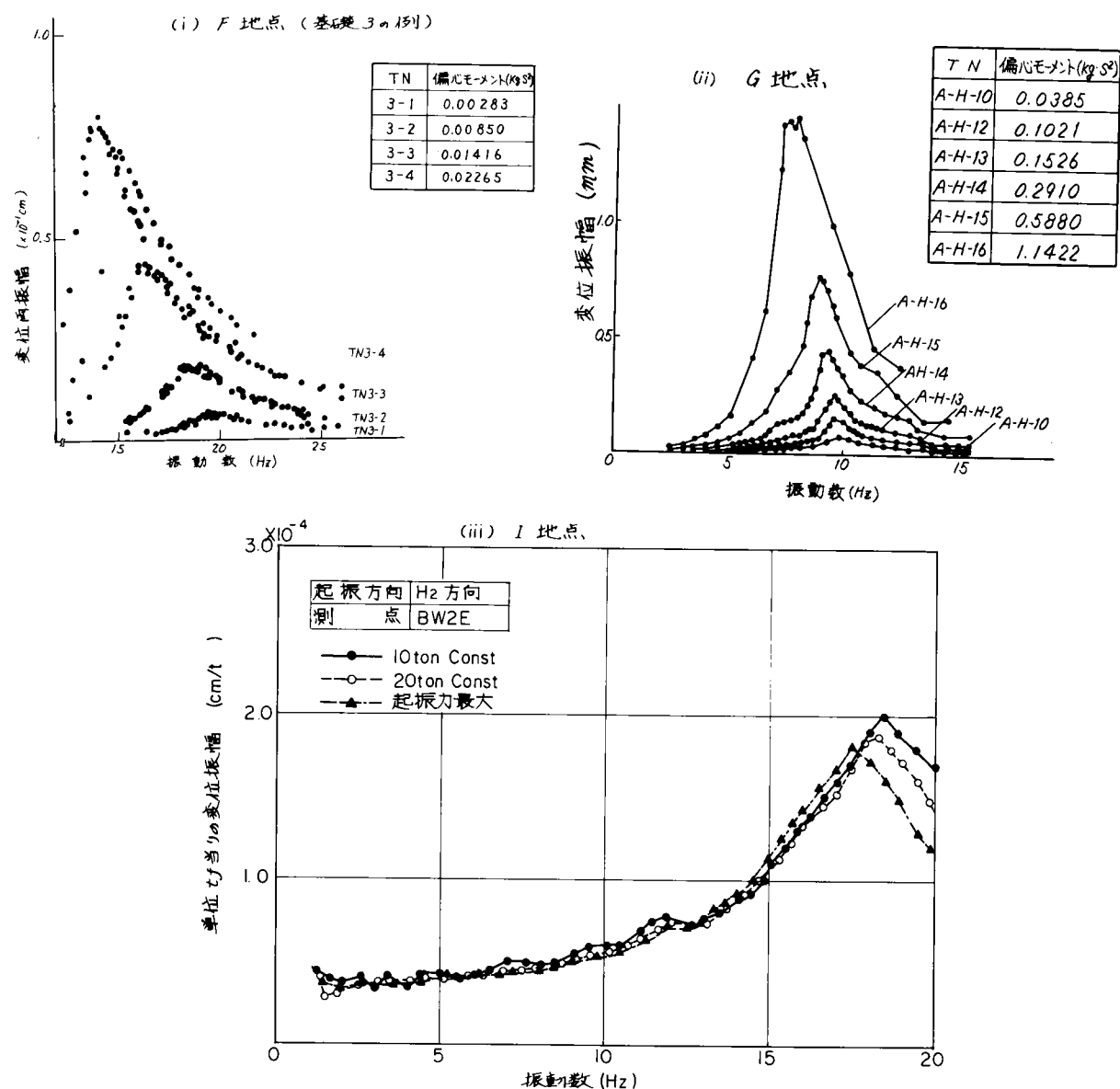


図4.3.17 共振曲線の起振力依存性(基礎上面応答変位)

地盤ばね係数の基礎応答変位依存性を検討するため、水平ばね係数 $K_H$ と基礎底面の水平変位量 $y_B$ の関係および回転ばね係数 $K_R$ と基礎回転角 $\theta$ の関係を求め図 4.3.18, 19 にそれぞれ示した。図中では、ばね係数の代わりに次式で定義された単位面積当りのばね係数を意味する動的 $k$ 値が使用されている。

$$\left. \begin{aligned} k_H &= \frac{K_H}{A} \\ k_V &= \frac{K_R}{I} \end{aligned} \right\} \quad (4.3.1)$$

ここに  $K_H$  : 水平ばね係数

$K_R$  : 回転ばね係数

$A$  : 基礎底面積 (= 基礎幅  $a$  × 奥行  $b$ ) ,  $I = \frac{1}{12}a^2A$

図 4.3.18 には、寸法の異なる 3 種の基礎を用いて実施した F 地点の結果が基礎寸法ごとに示されている。基礎 2, 3 に対しては、起振力を変化させて求めた共振時におけるばね係数と、そのときの変形量の関係も☆印で併記されている（共振時のばね係数の算出式は中川の式<sup>18)</sup>と呼ばれる）。この図より基礎 1 のばね係数は基礎応答変位にほとんど依存しないが、基礎 2 になると基礎応答変位に幾分依存し、最も小さな基礎 3 になるとその程度は大きくなるのがわかる。また、共振時のみの値から求めた地盤ばね係数～基礎応答変位関係（☆印）と、ある起振力に対して求めた共振曲線から式 (4.2.6) で求めた地盤ばね係数～基礎応答変位関係（○, ●印）とが比較的良好一致を示すことがわかる（地盤ばね係数に含まれる振動数依存性については(3)で説明する）。

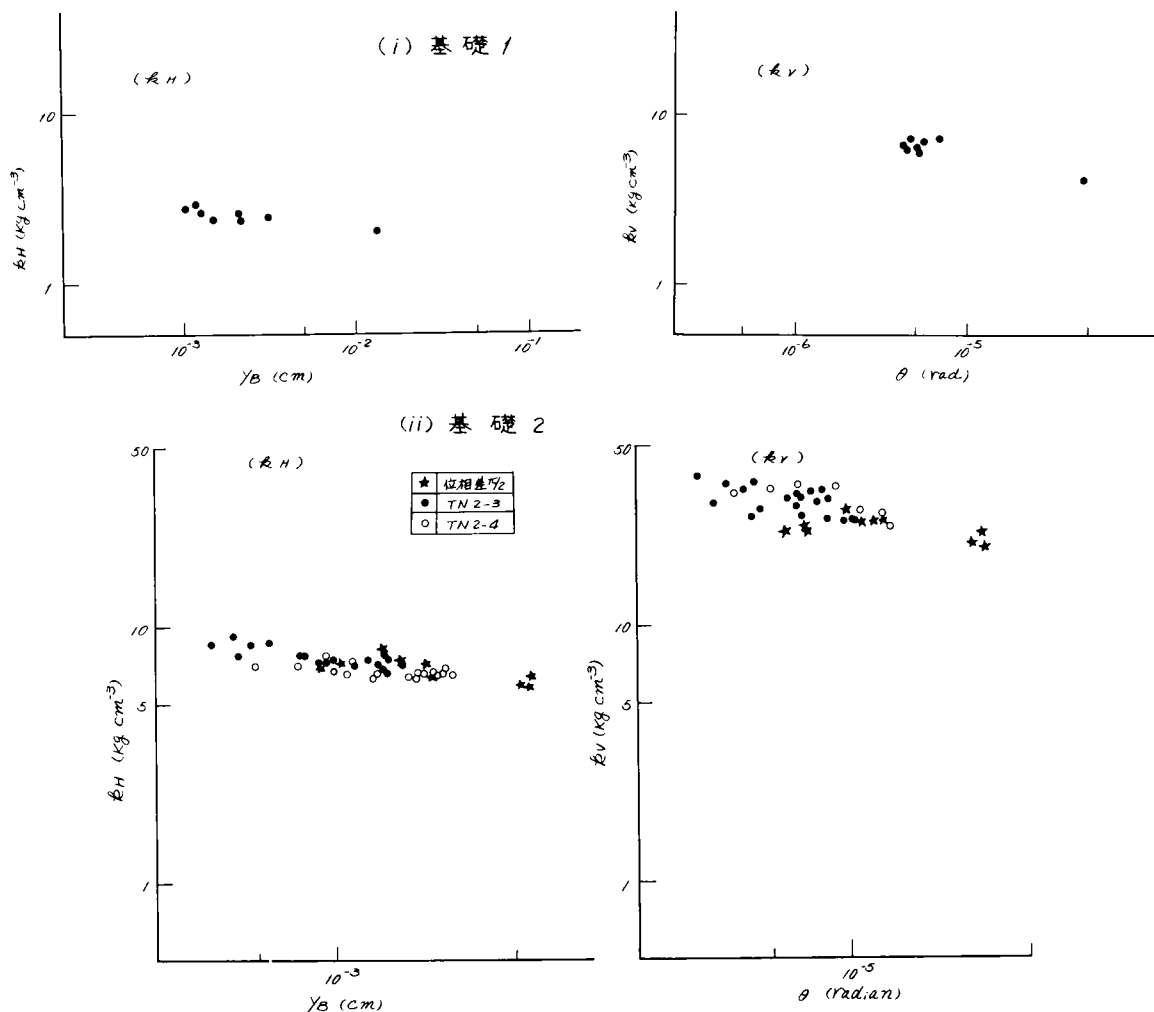


図 4.3.18 地盤ばね係数（動的  $k$  値として表示）の基礎応答変位量依存性（F 地点）

(iii) 基礎 3

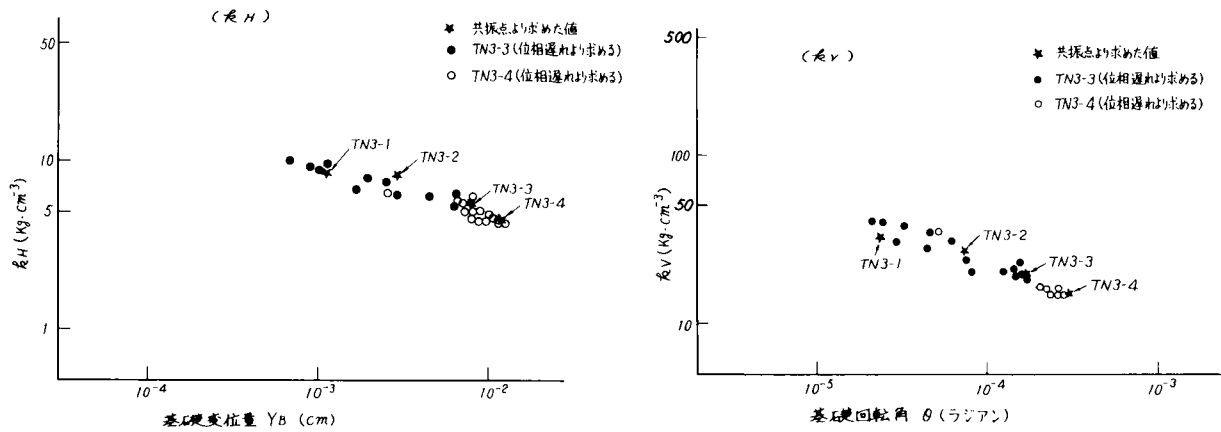
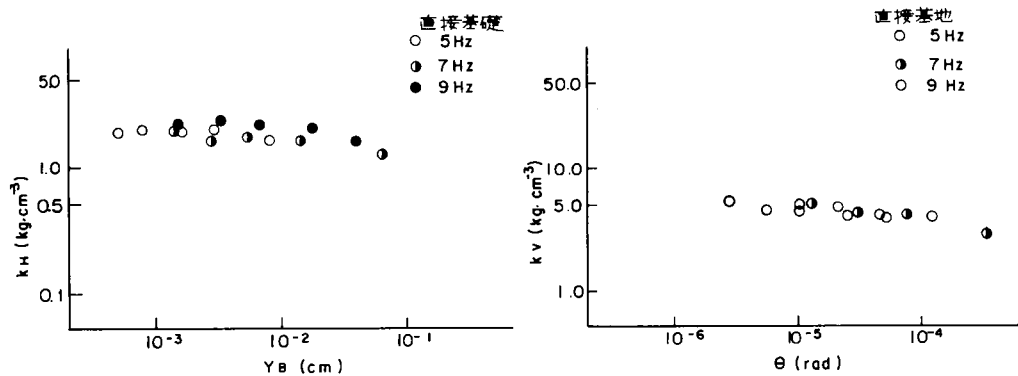


図 4.3.18 地盤ばね係数（動的  $k$  値として表示）の基礎応答変位量依存性（F 地点）

図 4.3.19 には、G 地点および H 地点での結果が示されている。同図では、起振力を変化させて得られたばね係数～振動数関係から特定の振動数を選定し、その振動数におけるばね係数～基礎応答変位関係が示されている。両地点の場合とも基礎応答変位と共にばね係数が小さくなる非線型特性を示すことがわかる。

(i) G 地点、(動的  $k$  値として表示)



(ii) H 地点 (ばね係数として表示)

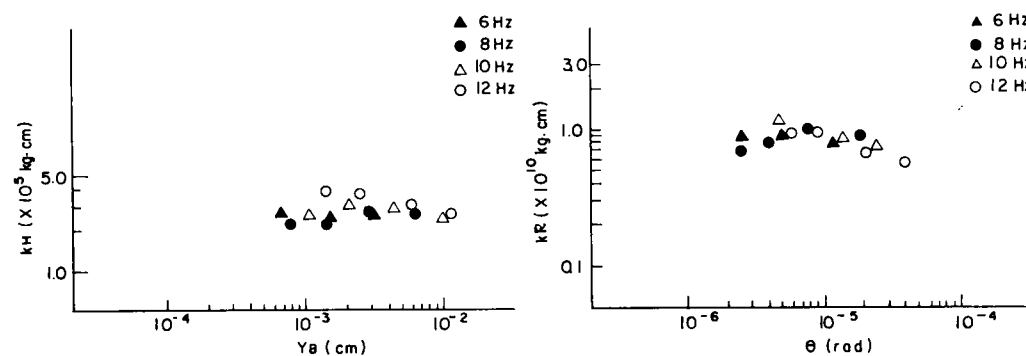


図 4.3.19 地盤ばね係数の地盤変形量依存性（G 地点、H 地点）

これらの結果より、地盤ばね係数は基礎応答変位の増加とともに小さくなる非線型特性を示し、両対数紙上で直線関係を示す次の関係式が成立することがわかる。なお、ここでは、単位面積当りの地盤ばね係数を意味する動的 $k$ 値（式（4.3.1））を用いている。

$$k_H = \frac{K_H}{A} = \begin{cases} k_{He} & : y_B \leq y_{BE} \\ p_1 y_B^{q_1} & : y_B > y_{BE} \end{cases} \quad (4.3.2)$$

$$k_V = \frac{K_R}{I} = \begin{cases} k_{Ve} & : \theta \leq \theta_E \\ p_2 \theta^{q_2} & : \theta > \theta_E \end{cases} \quad (4.3.3)$$

ここに  $k_{He}$ ,  $k_{Ve}$ ,  $p_1$ ,  $p_2$ ,  $q_1$ ,  $q_2$ ,  $y_{BE}$ ,  $\theta_E$  : 実験定数

$A$  : 基礎底面積 ( $= a \times b$ )

$a$  : 基礎底面幅,  $b$  : 基礎底面奥行

$$I = \frac{1}{12} ab^3$$

以上得られた特性は、対象とする無次元振動数範囲によっても変わることも考えられるが（後述）、本実験で対象とした起振力レベル変化の範囲では、地盤ばね係数は基礎応答変位に依存性して変化するものと考えられる。

### (3) 地盤ばね係数と基礎接地底面積の関係

半無限弾性体理論によれば、接地面積 $A$ と $A_0$ の載荷板を支える地盤の水平ばね係数 $K_H$ と $K_{H0}$ 、回転ばね係数 $K_R$ と $K_{R0}$ の間には次式の関係が成立する。

$$\begin{aligned} K_H &= \left( \frac{A}{A_0} \right)^{\frac{1}{2}} K_{H0} \\ K_R &= \left( \frac{A}{A_0} \right)^{\frac{1}{2}} K_{R0} \end{aligned} \quad (4.3.4)$$

単位面積当りのばね係数（式（4.3.1））、すなわち、動的 $k$ 値の関係に変換すると次式となる。

$$\begin{aligned} k_H &= \left( \frac{A}{A_0} \right)^{-\frac{1}{2}} k_{H0} \\ k_V &= \left( \frac{A}{A_0} \right)^{-\frac{1}{2}} k_{V0} \end{aligned} \quad (4.3.5)$$

図4.3.20には、F地点で実施した基礎寸法の異なる3種の基礎に対する動的 $k$ 値が示されている。使用した値は、起振力が小さく、地盤に弾性域と考えられる地盤変形量しか発生していない状態での値である。同図中には式（4.3.5）に示した関係を示す勾配 $-\frac{1}{2}$ の直線が示されている。同様に、図4.3.21にはA地点とB地点の結果が示されている。

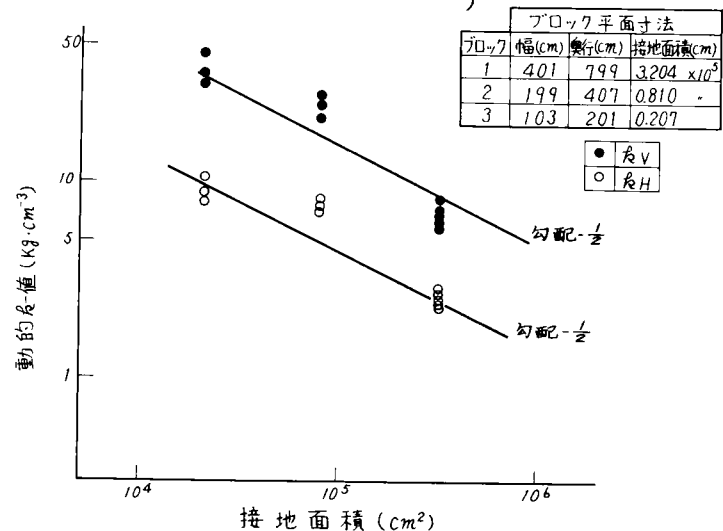


図4.3.20 地盤ばね係数（動的 $k$ 値として表示）と接地面積との関係（F地点）

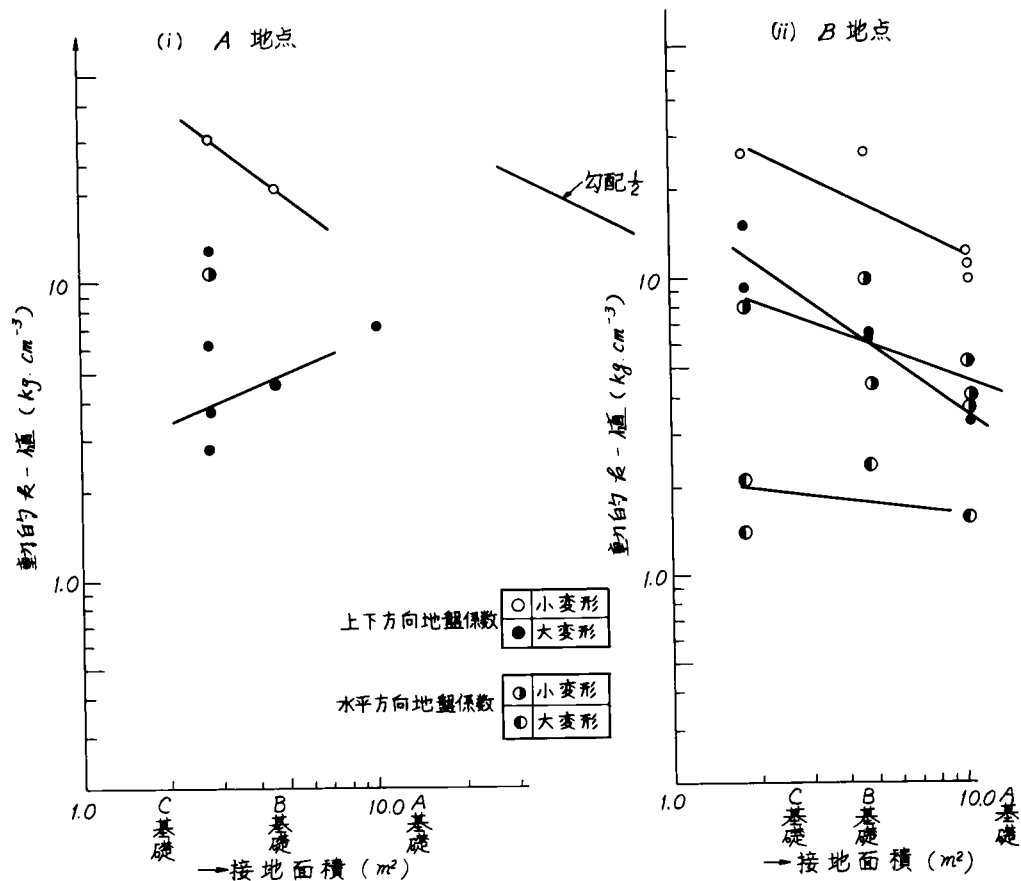


図 4.3.2.1 地盤ばね係数（動的  $k$  値として表示）と接地面積との関係

また、図 4.3.2.2 には、既報告<sup>18)~21) 41)</sup>をもとに整理した結果が示されている。これらの結果については実験時の状態が不明なため、ばね係数に地盤変形量による非線型特性の影響の含まれたものもあると考えられる。

以上の図より次のことがわかる。

- ① F 地点：基礎 1 の動的  $k$  値に比べ基礎 2 の動的  $k$  値は幾分小さい程度の接地面積依存性しか示さないが、基礎 3 の結果も加えて総合的に判断すると、動的  $k$  値と接地面積の間に式 (4.3.5) の関係が成立する。
- ② A 地点と B 地点：実験結果を接地面積に対してプロットしただけでは、動的  $k$  値と接地面積の間に相関性は見い出せないが、実験値が得られたときの地盤変形量がほぼ等しい値のみに注目すると接地面積が大きくなると共に動的  $k$  値が小さくなる傾向が認められる。
- ③ 他研究者の例：動的  $k$  値が接地面積とともに小さくなる傾向が認められる例は多い。そうでない例も認められるが、地盤変形量による非線型特性の影響や地盤の乱れによる影響等が含まれたものとも考えられる。

以上のような特性が認められるが、各図中に示した勾配  $-\frac{1}{2}$  の直線と実験値の比較から、地盤ばね係数～接地面積関係および動的  $k$  値～接地面積関係として、近似的に、式 (4.3.4) および式 (4.3.5) が成立するものと判断した。

#### (4) 地盤ばね係数の振動数依存性

4.2.1 項で説明した方法から求めた地盤ばね係数には、①地盤弾性と②地盤の仮想質量とが主に関係すると考えられる。すなわち、地盤変形に伴う反力だけでなく、地盤が振動することによって発生する慣性力にも影響されることになる。

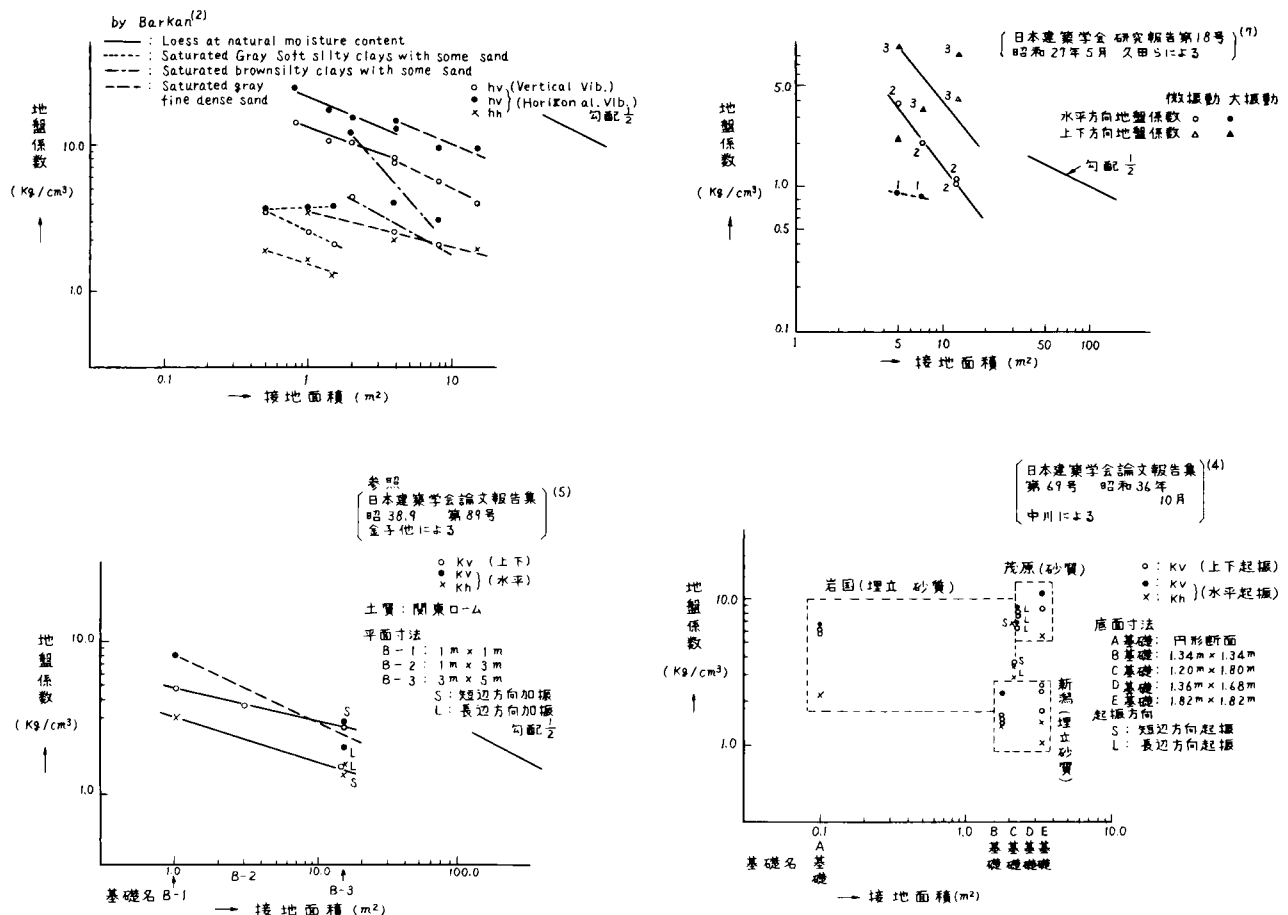


図 4.3.2.2 地盤ばね係数（動的k-値として表示）と接地面積との関係

半無限弾性体理論<sup>10)</sup>によれば、地盤ばね係数は起振振動数の関数、厳密には、次式で定義される無次元振動数 $a_0$ の関数となる。

$$a_0 = \frac{r_c \omega}{V_s} \quad (4.3.6)$$

ここに、 $r_c$ : 基礎底面積の等価半径、 $\omega$ : 起振円振動数

$V_s$ : 地盤のS波速度

(2)での検討では、地盤ばね係数の地盤発生ひずみ量による非線型特性に注目して主に検討したが、本項では田治見<sup>10)</sup>が示した理論解との比較、すなわち、振動数依存性について検討する。

F地点、G地点、H地点およびI地点で得られた地盤ばね係数のうち弾性域での値と判断された値を用いてばね係数と起振振動数の関係を求め、図4.3.2.3、2.4に示した。G地点はローム層、FとG地点は盛土地盤、I地点は岩盤である。同図中には、田治見<sup>10)</sup>に従って求めた理論解が示されている。

理論解に使用したS波速度は、「4.3.1項」で説明した値が原則として採用されている。ただし、I地点の場合には、基礎寸法（平面寸法1.4m x 1.4m）に比べ表層（厚さ2m、 $V_s = 700 \text{ m/s}$ ）が薄いため、静的ばね係数（起振振動数0 Hzにおけるばね係数）に一致するS波速度が便宜上採用されている。因みに、この層構造を有する地盤に層構造理論<sup>10)</sup>を適用して求めた等価S波速度は並進ばね係数 $K_H$ に対して1360 m/s、回転ばね係数 $K_R$ に対して1100 m/sであった。これらの図より次のようなことがわかる。



- ① 水平ばね係数 $K_H$ は、4地点の実験結果とも振動数によらずほぼ一定値を示している。回転ばね係数 $K_R$ は、G地点では振動数依存性を示さないのに対し、H地点では比較的顕著な振動数依存性を示すという結果が得られた。
- ② 土材料からなるG地点、H地点およびF地点の結果は、弾性波検層から求めたS波速度を採用し、接地圧分布を一樣と仮定した理論解と良い一致を示す。これは「(1)接地圧分布」の検討結果とも一致する。
- ③ I地点の場合も理論解と良い一致を示している。ただし、層構造理論から求めた等価S波速度を適用すると実験値と絶対値が一致しないため、上述したように $\omega = 0$ の静的ばね定数を表現できるS波速度 $V_s$ （水平ばね係数に対して $1000\text{ m/s}$ と $930\text{ m/s}$ 、回転ばね係数に対して $880\text{ m/s}$ と $810\text{ m/s}$ ）を求め、理論解に使用した。このS波速度は、弾性波検層結果（表層 $700\text{ m/s}$ 、第2層 $1400\text{ m/s}$ ）から判断して妥当な値と考えられるが、層構造理論等から事前に推定できなかった事実は、岩盤のように節理等が介在し、しかも、掘削時の発破により表層にゆるみ領域が発生するような地盤のS波速度の決定にあたっては慎重な検討が必要であることを示している。また、起振方向によって地盤ばね係数に顕著な差が認められた事実は、岩盤の場合には異方性に対しても注意する必要があることを示している。

以上より、地盤のS波速度を適切に評価すれば半無限弾性体理論解からおおむね妥当な値が推定できることを示している。変電機器の場合、第2章で説明したように採用される基礎は扁平な形状をしており、したがって、並進振動モードが卓越するものと考えられる。この並進モードに関係する水平ばね係数が振動数依存性をほとんど示さない事実は、変電機器の応答解析における地盤モデル化に重要な示唆を与えていることになる。

なお(3)での検討で、ばね係数の振動数依存性に言及せずに基礎応答変位依存性を取りあげたのは、対象振動数範囲では振動数依存性をほとんど無視できたからである。

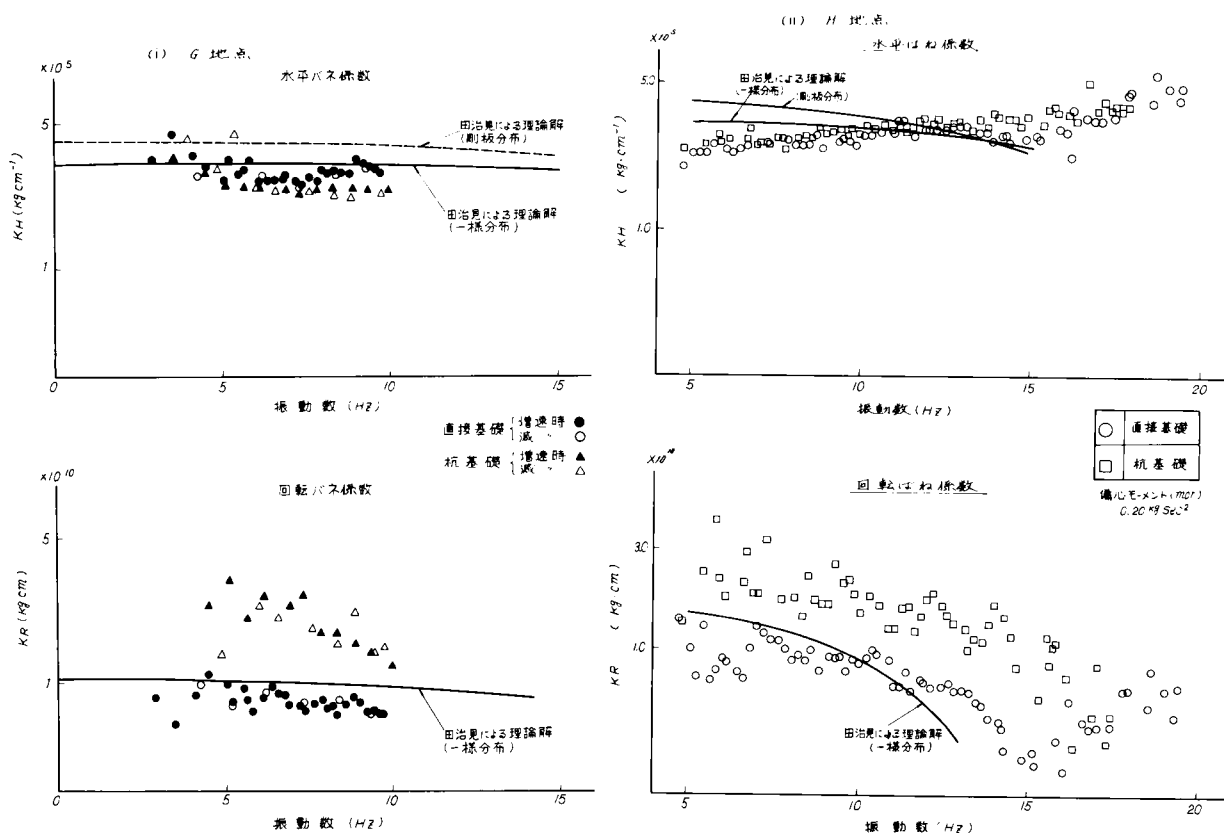


図 4.3.2.3 地盤ばね係数と振動数との関係（地盤の場合）

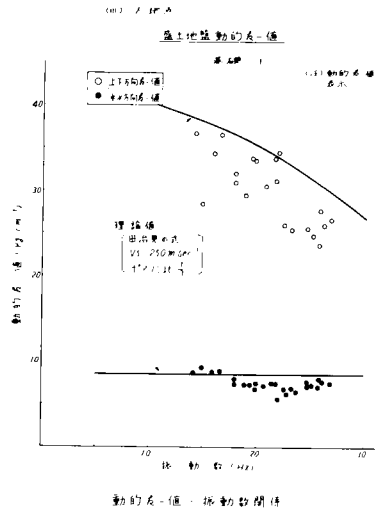


図 4.3.2.3 地盤ばね係数と振動数との関係

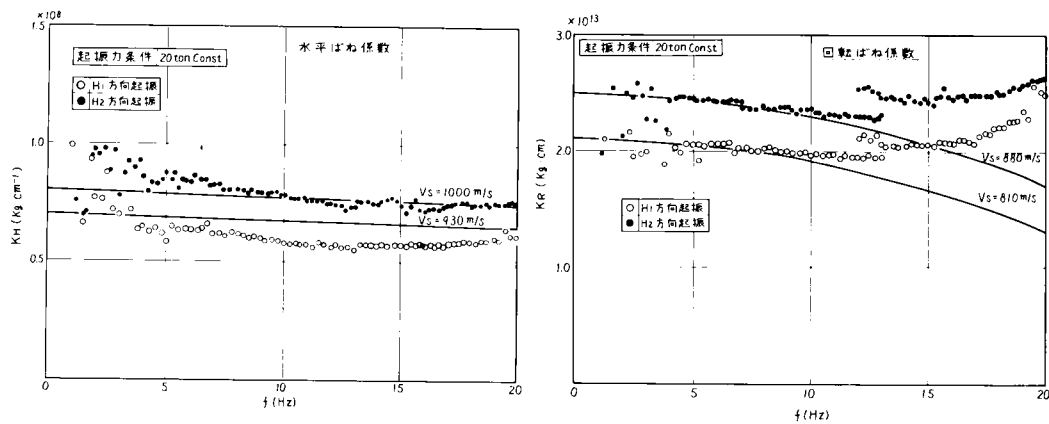
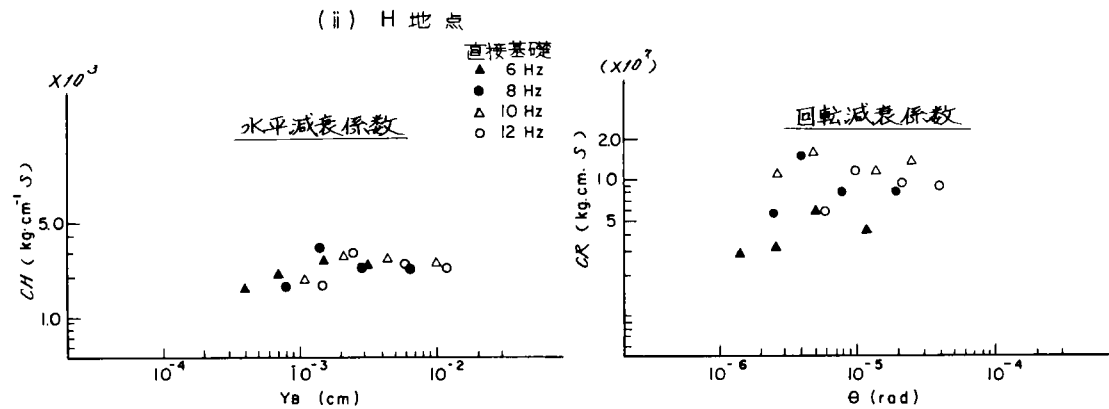
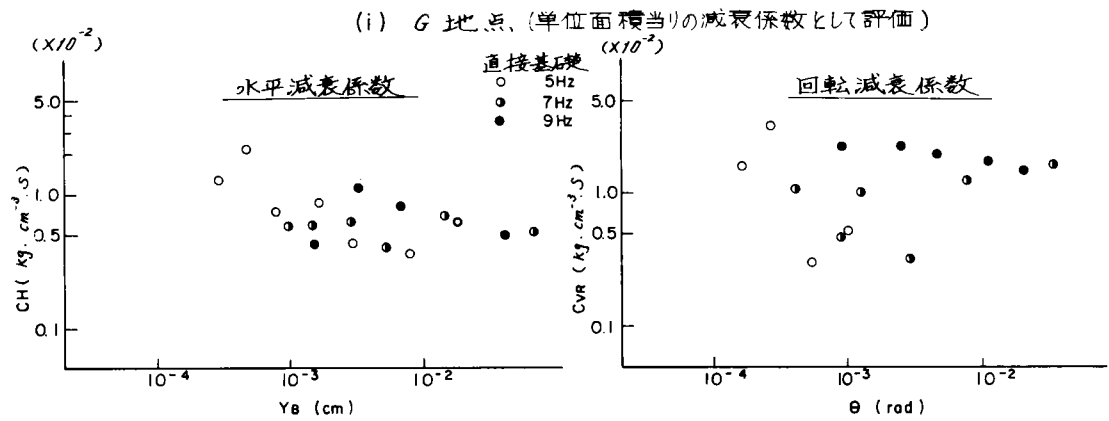


図 4.3.2.4 地盤ばね係数と振動数との関係（岩盤の場合）

#### (5) 減衰特性

地盤の減衰特性は構造物の地震時挙動に影響を与える重要な因子の1つである。地盤の減衰特性に係わる要因として①地下逸散減衰（Radiation damping）、②材料減衰（Material damping）、③構造減衰（System damping, structural damping）が挙げられる。基礎の振動時に認められる減衰特性は、これら3要因の影響を受けた結果と考えられるが、起振実験では地盤に大ひずみを発生させることは困難であり、したがって、得られた減衰特性の大部分は地下逸散減衰に依存するものと一般に考えられる。

図 4.3.2.5 には、減衰係数と地盤変形量の関係が示されている。各地点ともばね係数の実験値に比べばらつきが大きく、また、減衰係数の基礎応答変位依存性も各地点によって異なっている。例えば、G地点の実験値は基礎応答変位が大きくなるにつれ小さくなる特性を示しているのに対し、H地点では逆の特性を示している。また、F地点の実験値はある変位量までは変位量とともに大きくなるが、それ以上の変位量になると逆に小さくなる特性を示す。基礎応答変位が大きくなれば地中発生ひずみが増加するため減衰係数も大きくなるものと推測されるが、上記実験事実はかならずしも成立しないことを示している。地盤ばね係数は地盤変形量と式（4.3.2.3）で関係づけることができたが、図 4.3.2.5 に示した減衰係数と基礎応答変位の関係からだけでは、両者を関係づける実験式を見い出すことは困難である。



(iii) F 地点 (単位面積当りの減衰係数として評価)

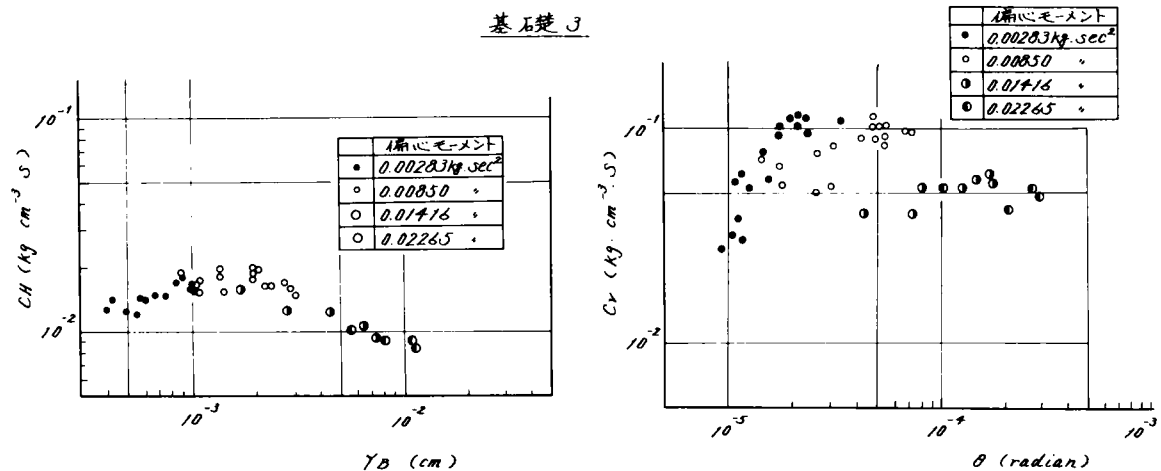
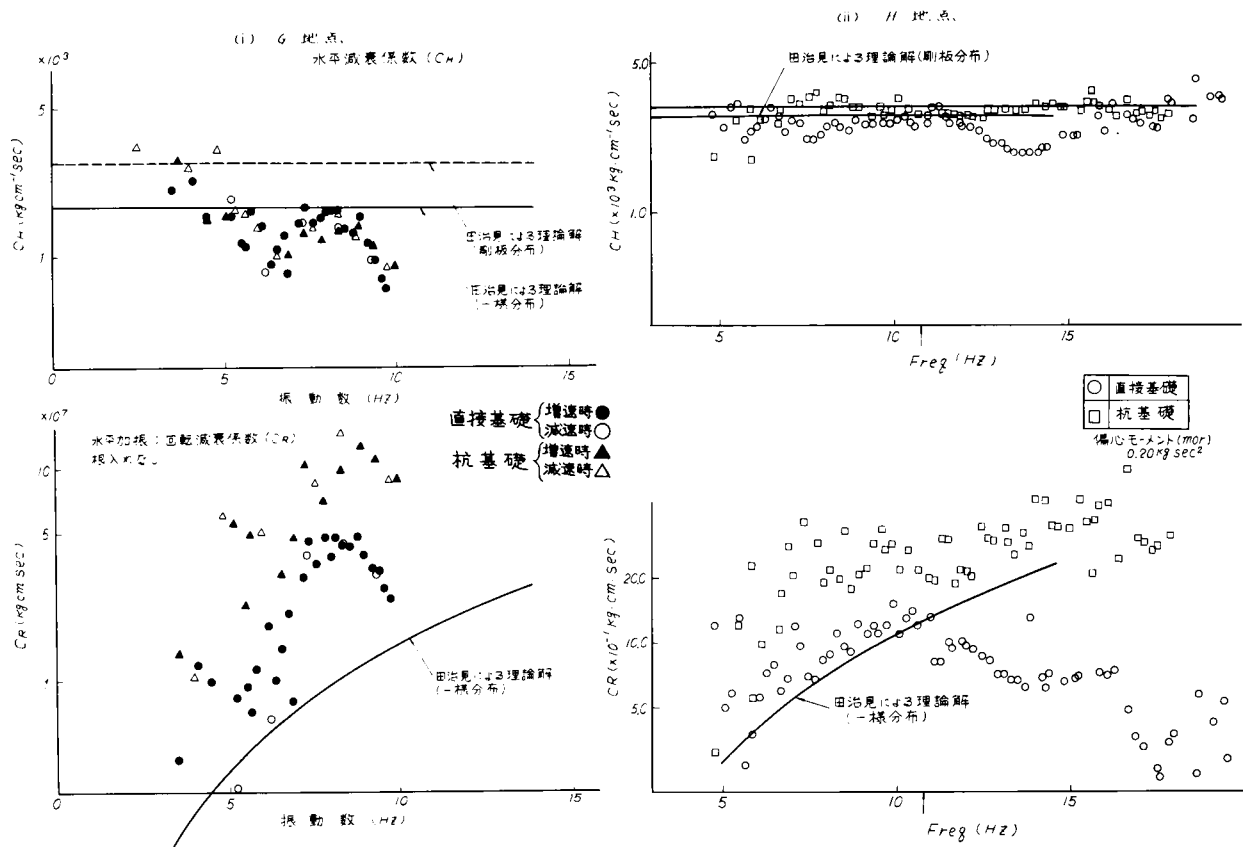


図 4.3.2 5 地盤減衰係数と地盤変形量との関係

G 地点、H 地点および F 地点で得られた減衰係数のうち、弾性域での値と判断された減衰係数とそのときの起振振動数の関係が図 4.3.2 6 に示されている。この 3 地点は「(4)地盤ばね係数の振動数依存性」で示したと同じ地点である。同図中には、田治見<sup>10)</sup>に従って求めた理論解が示されている（なお、同図中の G 地点と H 地点の結果には次節で説明する杭基礎の結果も示されている）。



(iii) F 地点

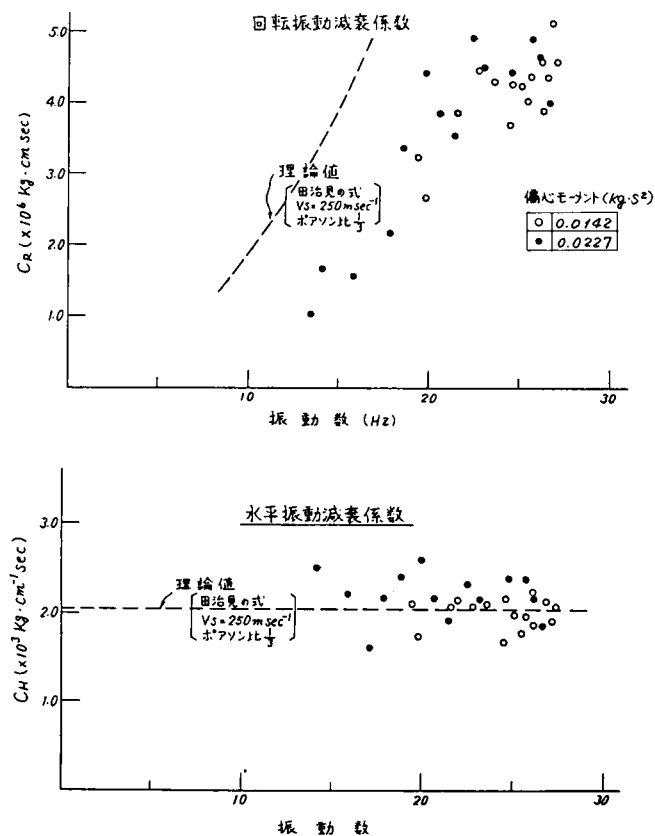


図 4.3.2 6 減衰係数と振動数との関係

図 4.3.27 には岩盤である I 地点の結果が示されている。同図では次式で定義された値が使用されている。

$$K_H' = \omega C_H \quad K_R' = \omega C_R \quad (4.3.7)$$

ここに、 $\omega$  : 円振動数

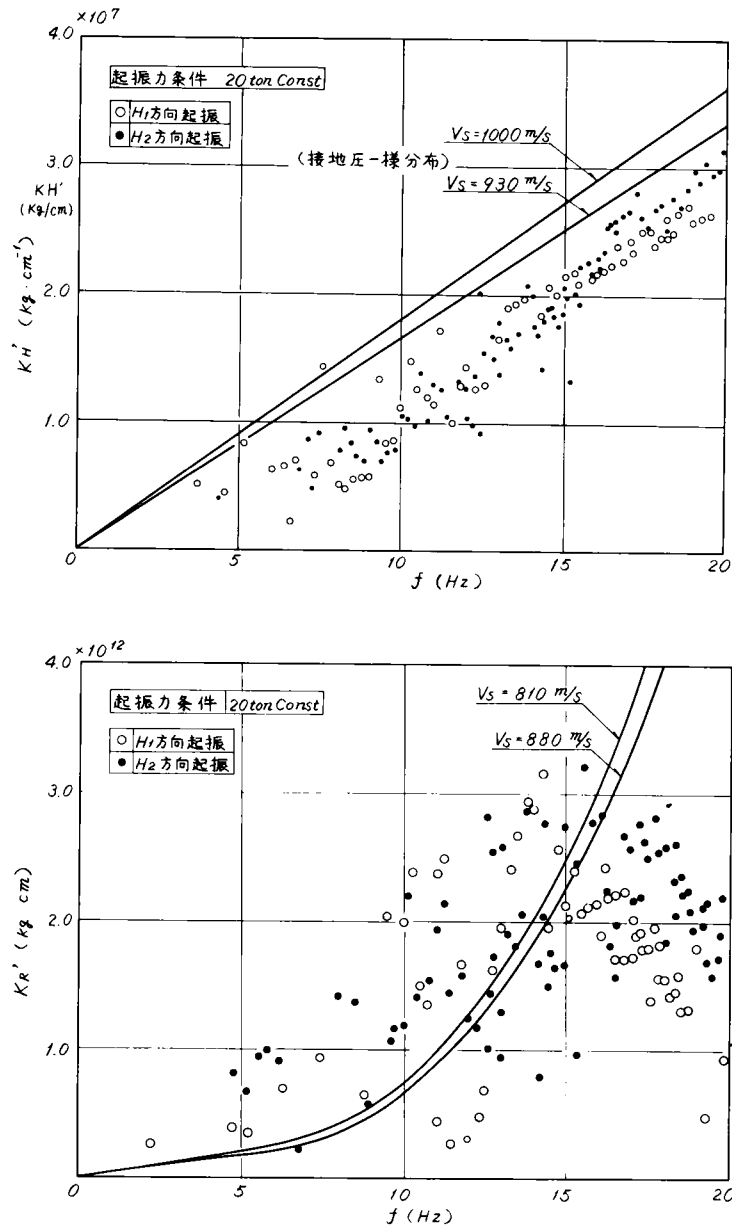


図 4.3.27  $K_H' (= \omega \cdot C_H)$ ,  $K_R' (= \omega \cdot C_R)$  と振動数との関係 (I 地点)

$K_H'$  と  $K_R'$  は複素ばね係数で表示した場合の虚数部に相当する値である。

これらの図より次のことがわかる。

- ① 水平減衰係数は絶対値および振動数依存性とも理論値と良い一致を示す。
- ② 回転減衰係数はオーダ的には理論値と一致するものの、振動数依存性は複雑な特性を示し、理論値とかならずしも一致しない。
- ③ I 地点 (岩盤) ではばね係数に異方性が認められた (図 4.3.24) が、減衰係数にはそれ程顕著な異方性は認められない。

すなわち、ばね係数の場合と同様、地盤のS波速度が適切に評価できれば、半無限弾性体理論解からおおむね妥当な値の推定が可能であることがわかる。

図 4.3.28 には I 地点の結果を用いて次式より求めた減衰定数が示されている。

$$\left. \begin{aligned} \text{水平減衰定数 } h_H &= \frac{K'_H}{2K_H} \\ \text{回転減衰定数 } h_R &= \frac{K'_R}{2K_R} \end{aligned} \right\} \quad (4.3.8)$$

水平減衰定数  $h_H$  は振動数とともに増加する特性を示すのに対し、回転減衰定数  $h_R$  はほぼ一定値を示している。すなわち、 $h_H$  は理論値と良い一致を示すが、 $h_R$  はオーダ的には理論値と一致するものの振動数依存性はかならずしも一致していないという減衰係数で認められたと同じ特性が認められた。

減衰係数の場合もばね係数と同様、並進モードに関する水平減衰係数が振動数依存性をほとんど示さない事実は、変電機器の応答解析における地盤モデル化に重要な示唆を与えていることになる。

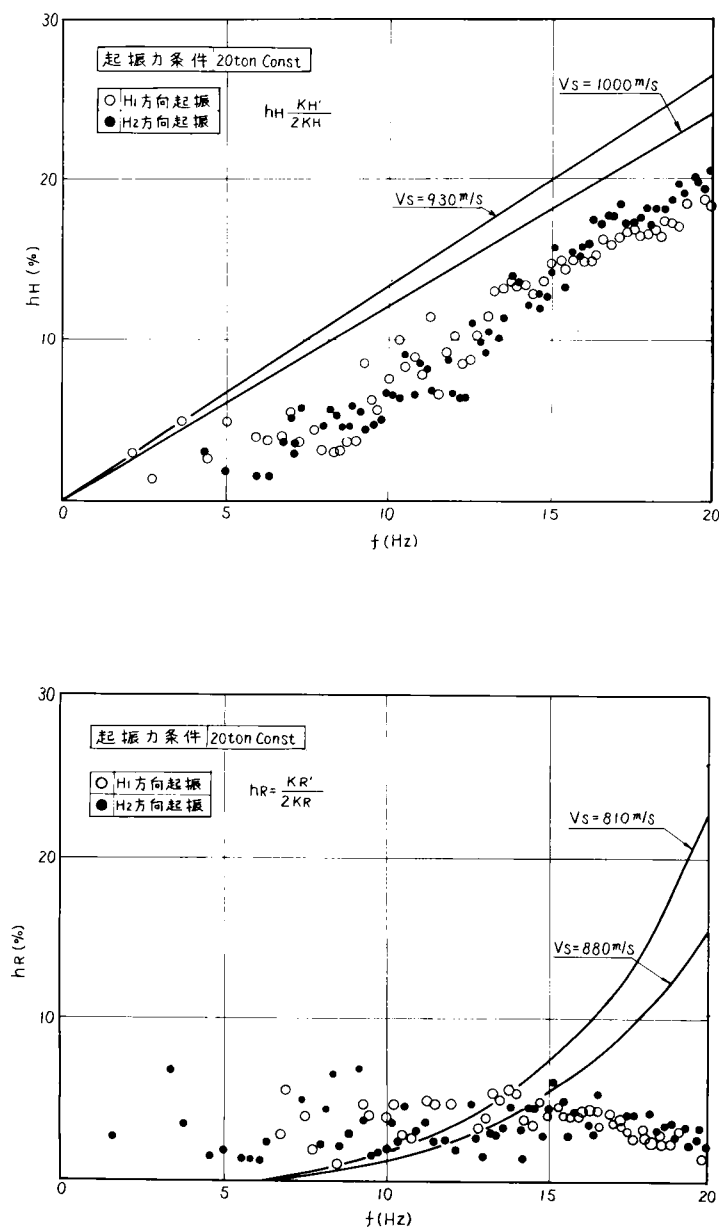


図 4.3.28 減衰定数と振動数との関係

# (6) 基礎の根入れ効果

根入れされた基礎とされていない基礎では応答に差が生じる。図 4.3.29～31 には、根入れされた基礎の共振曲線と基礎周囲の地盤を 1 m 程度の幅で掘削し、基礎底面のみで接するようにした基礎の共振曲線とが比較して示されている。各地点とも、根入れした基礎の応答値は小さく共振振動数は高いことから、「根入れ効果」のあることがわかる。なお、G 地点の実験では、起振方向と平行な基礎側面に接する地盤のみを掘削した「側面土なし」の状態での実験も実施した。

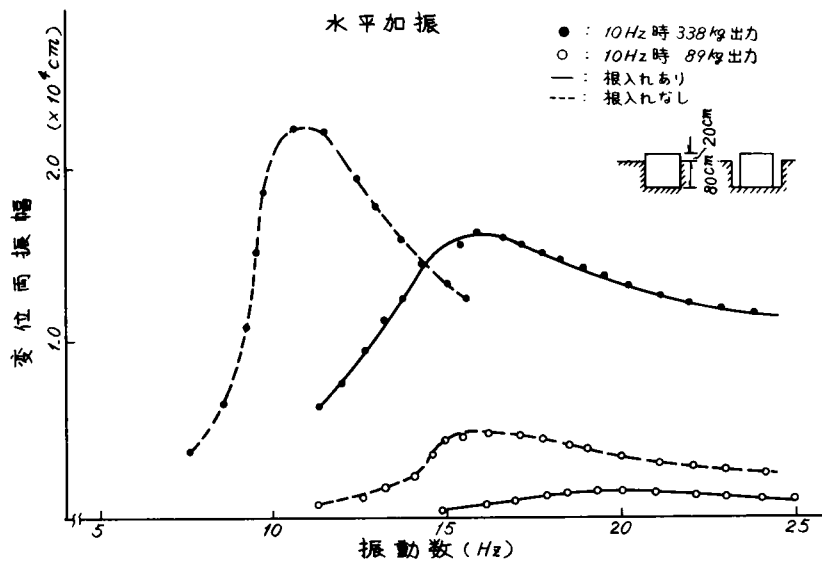


図 4.3.29 基礎の根入れ効果 (E 地点)

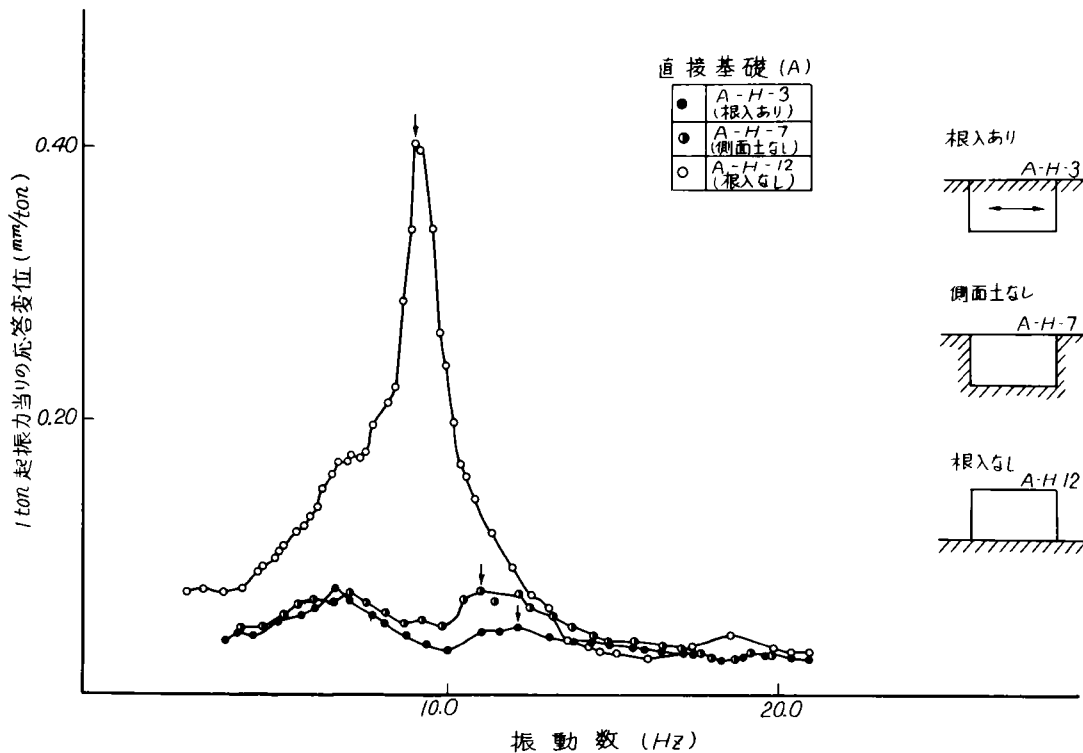


図 4.3.30 基礎の根入れ効果 (G 地点)

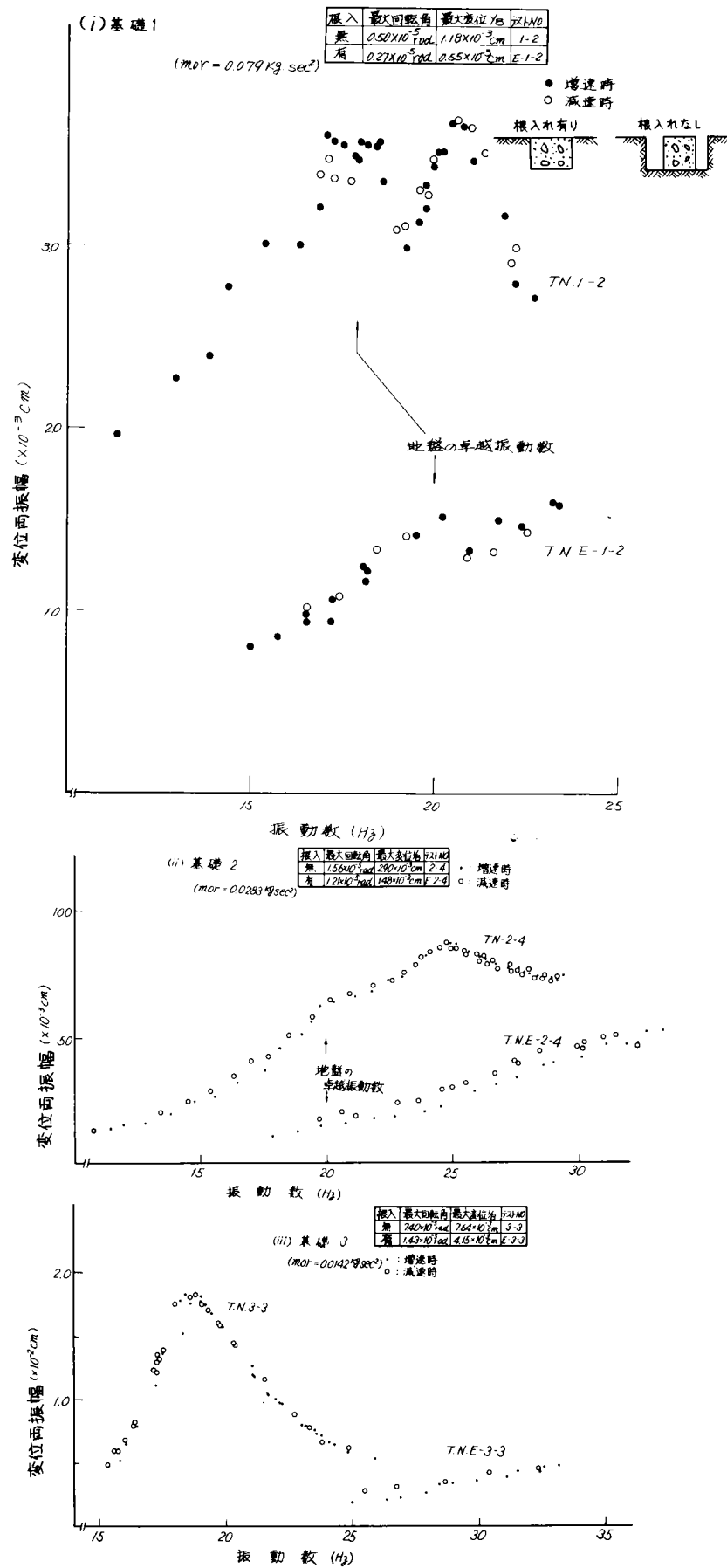


図 4.3.3 1 基礎の根入れ効果 (F 地点)



図 4.3.3 2 には、「根入れ有り」の状態での応答値を基準値とした場合の他の根入れ状態での値が G 地点の実験結果を例にして示されている。この図より次のようなことがわかる。

- ① 上下起振：共振振動数は基礎の根入れ状態にあまり影響されないが、応答変位は影響を受け、「側面土なし」で 2 倍弱、「根入れなし」で 3 倍強程度根入れ状態での応答値に比べ大きくなる。
- ② 水平起振：共振振動数・応答変位とも「側面土なし」では「根入れ有り」の応答に比べ顕著な変化は認められないが、振動方向の前面土を取り除いた「根入れなし」状態では、共振振動数は 7～8 割程度の値に、応答値は 5 倍程度にもなり、前面土が根入れ効果に大きく寄与していることがわかる。

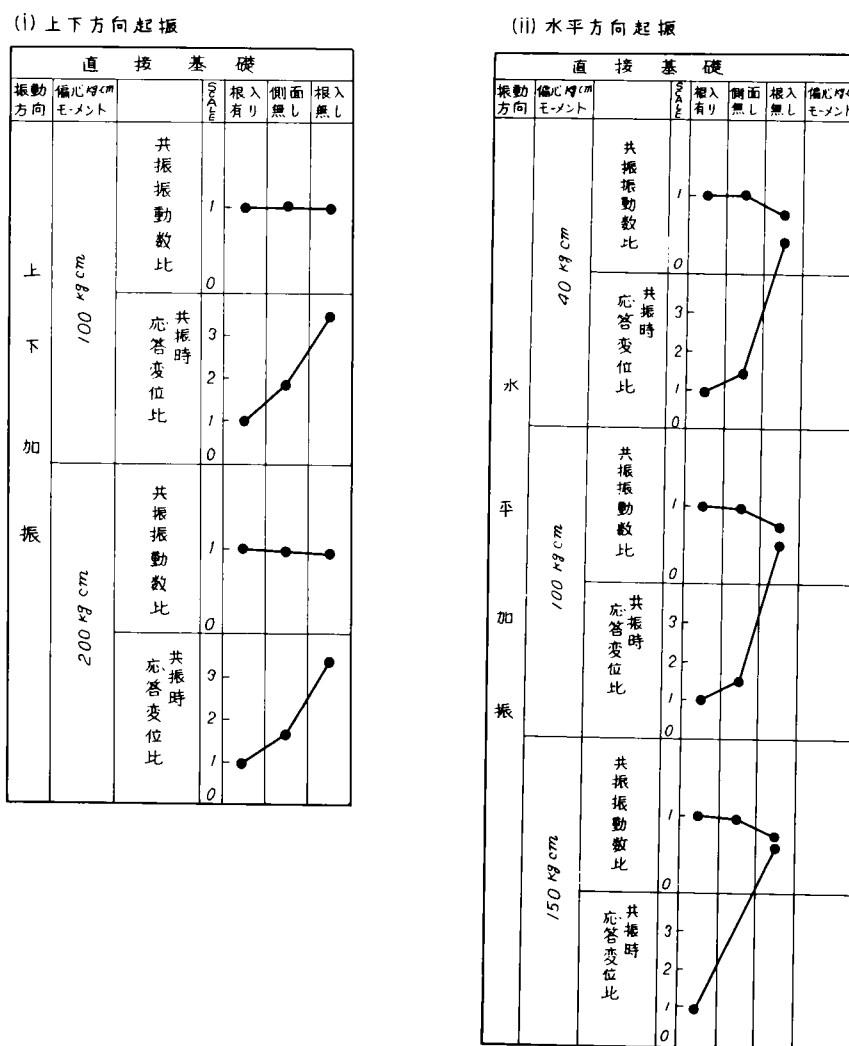


図 4.3.3 2 基礎応答と根入れ条件との関係 (G 地点)

このような根入れ効果を定量的に評価するため、根入れ効果を地盤ばね係数と減衰係数の形で表現して検討を行なうことにする。上下起振の場合には、根入れ条件の如何にかかわらず振動モードは同じであるので、下式から算定することができる。

$$\left. \begin{aligned}
 \text{上下方向ばね係数 } K_v &= \frac{M Z_0 + m_0 r \cos \varphi}{Z_0} \omega^2 \\
 \text{上下方向減衰係数 } C_v &= \frac{m_0 r \sin \varphi}{Z_0} \omega
 \end{aligned} \right\} \quad (4.3.9)$$

ここに  $M$  : 振動質量 (基礎 + 起振機)

$Z_0$  : 上下振動振幅

$m_{or}$  : 偏心モーメント

$\varphi$  : 起振力に対する応答の位相遅れ角

$\omega$  : 起振円振動数

図 4.3.3.3 には  $K_V$  と  $C_V$  の根入れ効果が示されている。この図より、上下振動の場合、ばね係数は根入れ状態によらずあまり変化していないのに対し、減衰係数は根入れすることにより大きくなり効果が認められる。

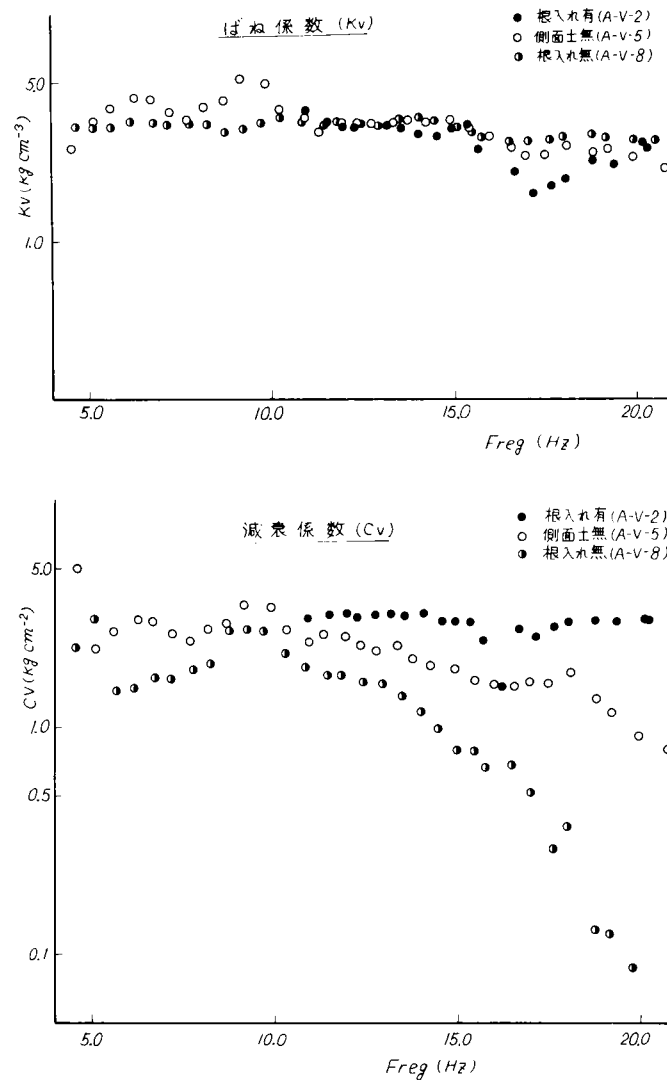


図 4.3.3.3 上下ばね係数・減衰係数の根入れ効果 (G 地点)

水平起振の場合には、基礎は並進・回転連成振動となるため、上下起振に対する場合のように根入れ効果の評価は容易でない。したがって、 $\alpha = \frac{K_{HS}}{K_R}$  と  $\beta = \frac{K_{RS}}{K_R}$  を用いて検討することにする。なお、式 (4.2.

14) の右辺で必要となる基礎底面に作用するばね係数 ( $K_H$ ,  $K_R$ ) は、「根入れ有り」の起振実験時に発生している基礎応答変位が「根入れなし」の実験における弾性域と考えられる基礎応答変位よりも小さいため、弾性域と考えられる「根入れなし」状態での実験値を採用することにした。得られた結果が、図 4.3.34, 35 に示されている。

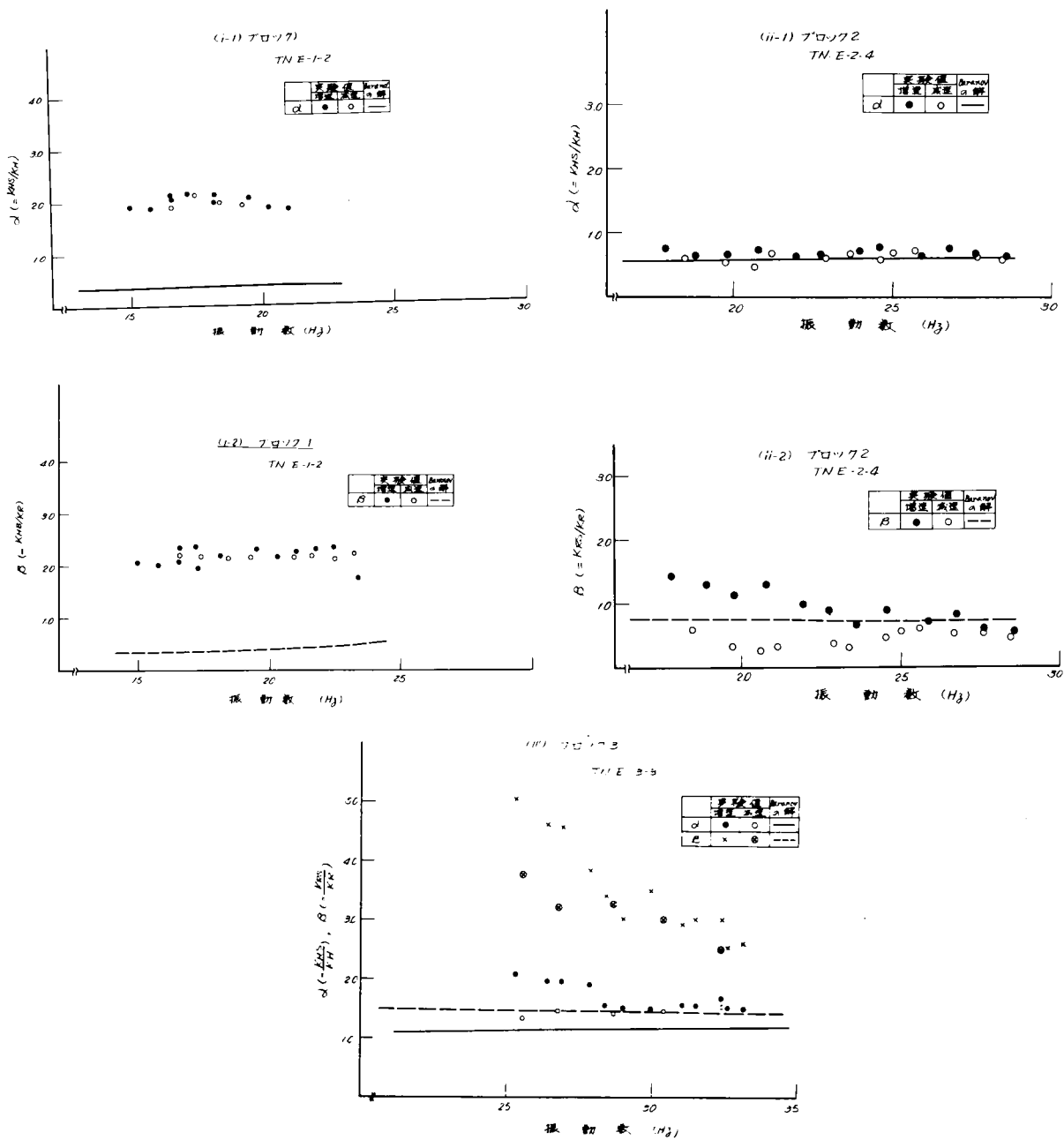


図 4.3.3 4  $\frac{K_{HS}}{K_H}, \frac{K_{RS}}{K_R}$  と振動数との関係 (F 地点)

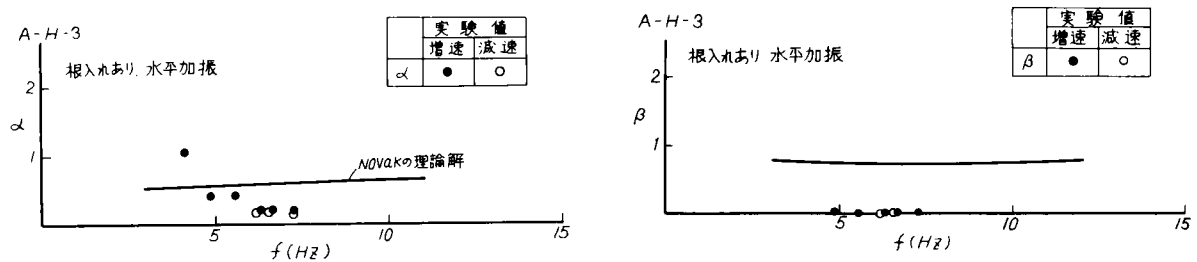


図 4.3.3 5  $\frac{K_{HS}}{K_H}, \frac{K_{RS}}{K_R}$  と振動数との関係 (G 地点)

同図中には、Baranov の解を利用して Novak<sup>26)</sup> が提示した根入れ効果を示す理論解が実験値と比較するために示されている。理論解は、実験値の表示法と同型にするため田治見の解<sup>10)</sup> (基礎底面に作用するばね係数) との比として次式から求めた。

$$\alpha = \frac{K_{HS}}{K_H} = \frac{2-\nu}{8 \left\{ 1 - r_2^2 \left( \frac{4}{\pi^2} - \frac{1}{4} \right) a_0^2 \right\}} \cdot \frac{L}{r_0} \cdot Su_1$$

$$\beta = \frac{K_{RS}}{K_R} = \frac{2-\nu}{\pi \left\{ 1 - \frac{r_1^2}{6} a_0^2 \right\}} \cdot \frac{L}{r_0} \cdot S\varphi_1$$

( 4.3.10 )

ここに、 $\nu$  : ポアソン比

$r_1, r_2$  : 厳密には参考文献を参照する必要があるが、近似的に  $r_1 = 1.3, r_2 = 0.9$  を採用

$L$  : 根入れ深さ

$r_0$  : 等価半径 ( $= \sqrt{\frac{ab}{\pi}}$ ,  $a, b$  : それぞれ基礎幅と奥行き)

$a_0 = \frac{r_0 \omega}{V_S}$  : 無次元振動数

$Su_1, S\varphi_1$  : 近似式として表 5.1.2 参照

図 4.3.3 4, 3 5 の結果から、F 地点の場合には理論解に比べ実験値が大きく求まっているのに対し、G 地点での実験結果によれば逆の傾向を示している。基礎平面形状は、図 4.3.6 と 4.3.8 からわかるように、F 地点の場合は幅×奥行が 1 : 2 の長方形であり、G 地点の場合は正方形である。この平面形状の違いが、理論解との差異として表われた原因のひとつとも考えられる。

図 4.3.3 6 には 3 種の基礎を使用した F 地点の結果を用いて  $\frac{\text{根入れ長}}{\text{等価半径}}$  比 (根入れ深さ比) と根入れ効果  $\alpha, \beta$  の関係が示されている。根入れ深さ比と根入れ効果の間に明確な関係は認められないが、根入れ深さ比が大きくなるにつれ根入れ効果も一応大きくなる傾向が得られている。

以上根入れ状態での起振実験結果だけで根入れ効果を評価ができない現状では実験値に誤差が含まれるため根入れ効果については十分解明できない面もあるが、図 4.3.2 9 ~ 3 2 に示したように明らかに根入れ効果が認められ、また、F 地点のように理論解よりも大きく求まっている実験例もある。

したがって、根入れ効果を評価する場合には、Novak の解<sup>26)</sup> が一次近似として使用できるものと判断した。

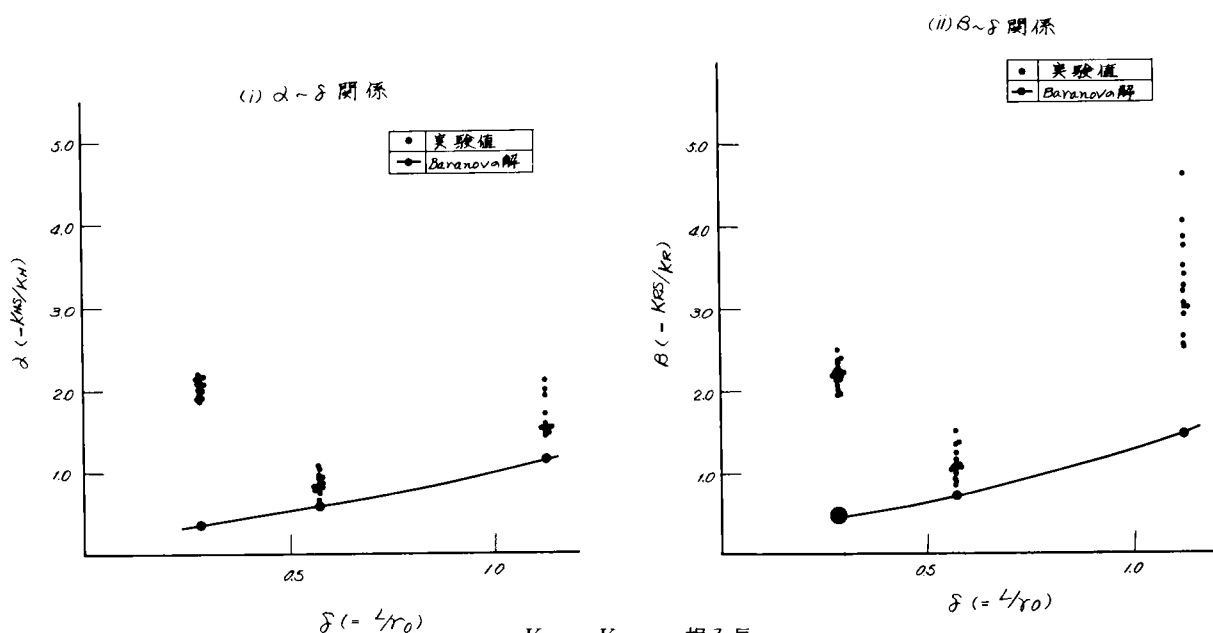


図 4.3.3 6  $\frac{K_{HS}}{K_H}, \frac{K_{RS}}{K_R}$  と  $\frac{\text{根入れ長}}{\text{等価半径}}$  との関係 (F 地点)

#### 4.3.3 地盤モデル定数の検討

##### (1) 寸法効果

模型基礎の起振実験結果から、4.3.2で「地盤ばね係数は基礎応答変位量が大きくなるとともに小さくなる非線形特性を示す」ことが指摘された。これは地盤を構成する土材料の弾性係数が発生ひずみ量の影響を受けるためと考えられる。例えば、Seedら<sup>40)</sup>の実験式によれば、土材料のせん断弾性係数 $G$ とせん断ひずみ $r$ の関係は次式となる。

$$G = G_0 \cdot K_2(r) \cdot \sigma_m^{\frac{1}{2}} \quad (4.3.11)$$

ここに、 $K_2(r)$ ：図4.3.37に示すせん断ひずみ $r$ の関数

$\sigma_m$ ：平均主応力

$G_0$ ：定数

すなわち、実験の結果求めた地盤ばね係数は、起振実験時の地盤ひずみ状態に応じた値を求めていることになる。ここでは、地盤ばね係数と地盤変形量（基礎底面位置の応答変位）関係について基礎の寸法効果を考慮して補正する方法を考察する。

まず、接地面積 $A (= \pi r_0^2)$ の円形載荷板に水平力 $Q$ が作用した場合の地中ひずみ分布について考える。載荷板中心軸上の地中深さ $Z$ における水平変形量 $u$ はCerrutiの解を用いれば次式より求まる。

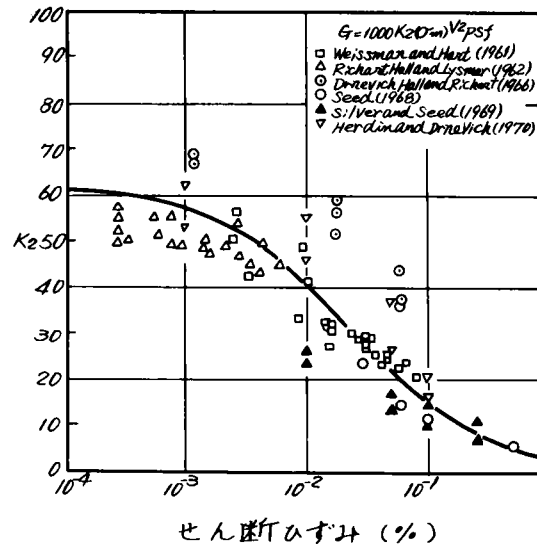


図4.3.37 せん断弾性係数とひずみとの関係（秒，相対密度75%，H. B. Seedによる）

$$u(Z) = \frac{Q}{4\pi G r_0^2} \left\{ 3\sqrt{r_0^2 + Z^2} + \frac{Z^2}{\sqrt{r_0^2 + Z^2}} - 4Z + (1-2\nu)(\sqrt{r_0^2 + Z^2} - Z) \right\} \quad (4.3.12)$$

ここに、 $\nu$ ：ポアソン比、 $G$ ：せん断弾性係数

$r_0$ ：載荷板半径

地表面での地盤変形量 $y_B$ （載荷板の変位量 $u(0)$ に同じ）は次式となる。

$$y_B = u(0) = \frac{2-\nu}{2\pi G} \frac{Q}{r_0} \quad (4.3.13)$$

この式より、載荷板寸法によらず同一の地盤変形量を得るためには、 $G$ と $\nu$ を定数と考えれば、 $\delta = \frac{Q}{r_0}$ が一定値であればよい。

ひずみの深さ方向分布を調べるため、載荷板中心軸上のせん断ひずみ $r$ を式(4.3.12)から求めると次式となる。

$$r(Z) = -\frac{du}{dZ} = -\frac{Q}{4\pi G r_0^2} \left\{ \frac{2(3-\nu)Z}{\sqrt{r_0^2 + Z^2}} - \left( \frac{Z}{\sqrt{r_0^2 + Z^2}} \right)^3 + 2\nu - 5 \right\} \quad (4.3.14)$$

図4.3.38には、深さ方向のひずみ分布を調べるため $r(Z)/\frac{Q}{4\pi G r_0^2} \sim Z/r_0$ 関係が示されている。この図より $r(Z)$ は深さ方向に一樣でないことがわかる。

地表面で同一変形量が生じた場合（すなわち、 $\delta = \frac{Q_0}{r_0} = \frac{Q}{r}$ ）の基準載荷板（半径 $r_0$ ）のひずみ $r_0$ に対する任意載荷板（半径 $r$ ）のひずみ $r$ の比を調べるため、次式で定義される半径比 $\eta$ をパラメータにして $r/r_0 \sim Z/r_0$ 関係を図

4.3.3.9に示した。

$$\eta = \frac{r}{r_0} \quad (4.3.15)$$

この図より、ある深さ以上になれば半径比 $\eta$ に応じた一定ひずみ比（半径比 $\eta$ の逆数）になるが、その深さは $\eta$ の値により異なり、ひずみ分布の定式化は、この種のアプローチからは困難であることがわかる。そのような観点から、本報告では圧力球根的な発想に基づくと思われる後藤<sup>13)</sup>により提案された土柱論の考え方を適用して、地盤変形量と寸法効果の関係を求めることを試みた。すなわち、「地盤復元力を地盤ばねで表示した場合の変位量」が「地盤中に仮想され

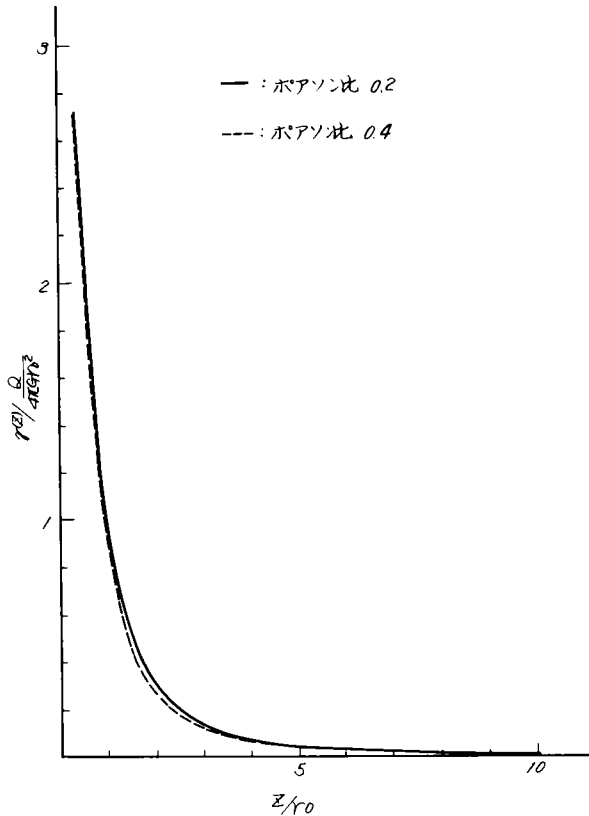


図 4.3.3.8 地中ひずみ分布

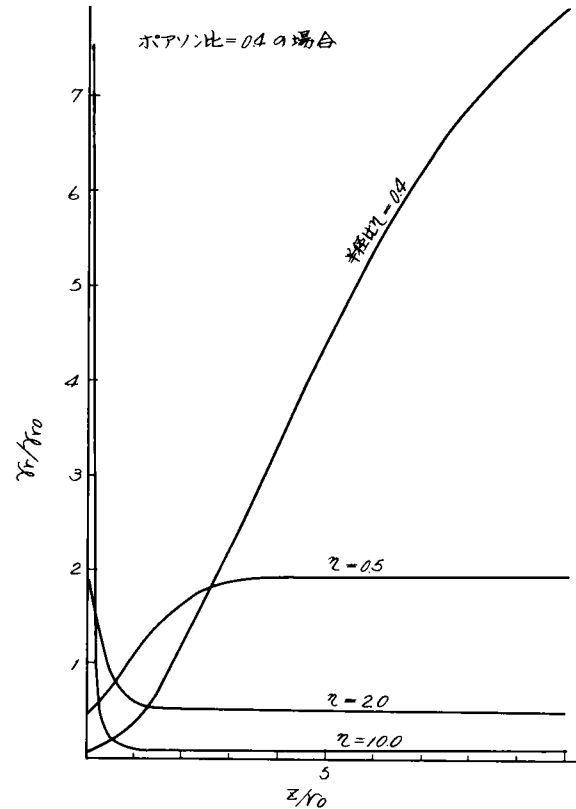


図 4.3.3.9  $r/r_0$  と  $z/r_0$  との関係

た土柱に発生する変位量」に等しくなるような土柱深さを決め、その深さを「有効深さ」と定義した。

並進振動のみが生じる場合の有効深さ $d_h$ は、後藤<sup>13)</sup>によれば次式となる。

$$d_h = \sqrt{\frac{k'A^2G}{bK_H}} \tanh^{-1} \sqrt{\frac{k'bG}{K_H}} \quad (4.3.16)$$

ここに、 $k'$ ：接地面積形状によって決まる定数、

$A$ ：接地面積（ $= a \times b$ ）， $a$ ：基礎幅、

$b$ ：基礎奥行、 $K_H$ ：水平ばね係数

半無限弾性体理論によれば $K_H$ は次式で表わすことができる。

$$K_H = C_{OH} \cdot r \cdot G \quad (4.3.17)$$

ここに $C_{OH}$ ：ポアソン比と接地圧分布によって決まる定数

$r$ ：基礎の等価半径

式（4.3.17）を式（4.3.16）に代入し整理すると、有効深さ $d_h$ は次式となる。

$$d_h = \sqrt{\frac{1.77k'}{C_{OH}}} \sqrt{a^3b} \tanh^{-1} \sqrt{\frac{1.77k'}{C_{OH}}} \sqrt{\frac{b}{a}} \quad (4.3.18)$$

したがって、接地面積  $A (=a \times b)$  の基礎の有効深さ  $d_h$  と接地面積  $A_0 (=a_0 \times b_0)$  の基礎の有効深さ  $d_{h_0}$  との間には次式の関係が成立する。

$$\frac{d_h}{d_{h_0}} = \left( \frac{a^3 b}{a_0^3 b_0} \right)^{\frac{1}{4}} \frac{\tanh^{-1} \sqrt{\frac{1.77 k'}{C_{OH}} \sqrt{\frac{b}{a}}}}{\tanh^{-1} \sqrt{\frac{1.77 k'}{C_{OH}} \sqrt{\frac{b_0}{a_0}}}} \quad (4.3.19)$$

基礎が相似形状であれば次式となる。

$$\frac{d_h}{d_{h_0}} = \left( \frac{a^3 b}{a_0^3 b_0} \right)^{\frac{1}{4}} = \sqrt[4]{\frac{A}{A_0}} \quad (4.3.20)$$

基礎底面変位  $y_B$  は有効深さ  $d_h$  の土柱中に発生したひずみの積分値として発生すると考えられるため、土柱に発生するひずみが等しい場合には、接地面積  $A_0$  と  $A$  の基礎底面変位  $y_{B0}$  と  $y_B$  の間には次式の関係が成立する (図 4.3.40)。

$$y_B = \frac{d_h}{d_{h_0}} y_{B0} = \sqrt{\frac{A}{A_0}} y_{B0} \quad (4.3.21)$$

すなわち、接地面積が  $A_0$  と  $A$  の基礎から得られた地盤変形量  $y_{B0}$ ,  $y_B$  の間に上式の関係が成立すれば、両者は同じ地中ひずみ状態にあり、したがって、同じ地盤剛性が採用できることになる。

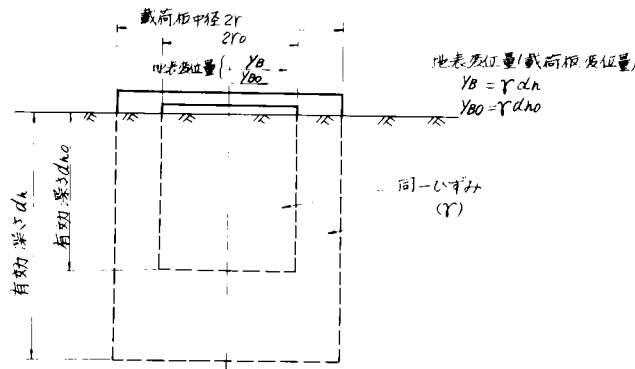


図 4.3.40 土柱論による有効深さ  $d_n$  と地表変位量  $U$  の関係

回転振動の場合にも同様に考える。地盤の回転ばねは、地盤を Winkler モデルでモデル化して考えることができる。上下振動に対する有効深さ  $d_v$  は次式となる。<sup>13)</sup>

$$d_v = \frac{E}{k_v} = \frac{G}{24(1+\nu)} \frac{a^2 A}{K_R} \quad (4.3.22)$$

ここに、 $E$ : ヤング率,  $G$ : セン断弾性係数

$k_v$ : 上下方向動的  $k$ -値,  $K_R$ : 回転ばね係数 ( $= \frac{a^2 A}{12} k_v$ )

半無限弾性体理論によれば  $K_R$  は次式で表わすことができる。

$$K_R = C_{OR} \cdot r^3 \cdot G \quad (4.3.23)$$

ここに、 $C_{OR}$ : ポアソン比と接地圧分布によって決まる定数

式 (4.3.23) を式 (4.3.22) に代入し整理すると次式となる。

$$d_v = C_0 \frac{a}{b} \sqrt{A} \quad (4.3.24)$$

$$C_0 = \frac{\pi^{3/2}}{24(1+\nu)}$$

したがって、接地面積  $A$  と  $A_0$  にそれぞれ相当する有効深さ  $d_v$  と  $d_{v0}$  の間には、次式の関係が成立する。

$$\frac{dv}{dv_0} = \frac{ab_0}{b a_0} \sqrt{\frac{A}{A_0}} \quad (4.3.25)$$

幅  $a$  と  $a_0$  の基礎が回転角  $\theta$  と  $\theta_0$  回転したとすれば、基礎縁部の上下方向変位量はそれぞれ  $\frac{1}{2} a \theta$ 、と  $\frac{1}{2} a_0 \theta_0$  となる。  
したがって、ひずみ量  $\varepsilon_v$  と  $\varepsilon_{v0}$  の比は式 (4.3.25) より次式となる。

$$\frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_{v0}} = \frac{\frac{1}{2} a \theta / dv}{\frac{1}{2} a_0 \theta_0 / dv_0} = \sqrt{\frac{a b_0}{b a_0}} \frac{\theta}{\theta_0} \quad (4.3.26)$$

基礎が相似形状であれば上式は次式となる。

$$\frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_{v0}} = \frac{\theta}{\theta_0} \quad (4.3.27)$$

すなわち、接地面積の異なる基礎間で回転角が等しければひずみも等しいことになり次式が成立する。

$$\theta = \theta_0 \quad (4.3.28)$$

なお、基礎形状が相似でない場合には式 (4.3.19) と式 (4.3.26) で検討すれば良いが、今まで実験で用いた最も異なる寸法比 ( $a/b = 1/2$  と  $a_0/b_0 = 1/1.5$ ) の場合でも次値程度である。

$$y_B = 1.029 \sqrt{\frac{A}{A_0}} y_{B0} \quad (4.3.29)$$

$$\theta = 1.155 \theta_0$$

この値は、相似形状の基礎に比べ  $y_B$  の場合で 3 %、 $\theta$  の場合で 16 % 程度の誤差しか生じない。したがって、式 (4.3.21) と式 (4.3.28) の補正式を実用上使用しても良いものと判断した。

4.3.3 (3)での検討結果から接地面積  $A$  と  $A_0$  の基礎を支える地盤ばね係数の間には次式の関係が成立する (地盤ばね係数のかわりに動的  $k$ -値を使用する)。

$$\left. \begin{aligned} k_H &= \left( \frac{A}{A_0} \right)^{-\frac{1}{2}} k_{H0} \\ k_V &= \left( \frac{A}{A_0} \right)^{-\frac{1}{2}} k_{V0} \end{aligned} \right\} \quad (4.3.30)$$

$$\text{ここに, } k_H = \frac{K_H}{A}, \quad k_{H0} = \frac{K_{H0}}{A_0}, \quad k_V = \frac{K_R}{I}, \quad k_{V0} = \frac{K_{R0}}{I_0}$$

$K_H, K_R$  : それぞれ底面積  $A (= a \times b)$  の基礎の水平、回転ばね係数

$K_{H0}, K_{R0}$  : それぞれ底面積  $A_0 (= a_0 \times b_0)$  の基礎の水平、回転ばね係数

$$I = \frac{1}{12} a^2 A, \quad I_0 = \frac{1}{12} a_0^2 A_0$$

動的  $k$ -値と基礎応答変位の間には式 (4.3.2, 3) の関係が成立するから、式 (4.3.21, 28) および式 (4.3.30) を代入すれば次式となる。

$$\left. \begin{aligned} k_H &= \begin{cases} P_1 \left( \frac{A_0}{A} \right)^{\frac{1}{2}} \left\{ \left( \frac{A_0}{A} \right)^{\frac{1}{2}} y_B \right\}^{q_1} & : y_B > \left( \frac{A}{A_0} \right)^{\frac{1}{2}} y_{BE} \\ \left( \frac{A}{A_0} \right)^{-\frac{1}{2}} k_{He} & : y_B \leq \left( \frac{A}{A_0} \right)^{\frac{1}{2}} y_{BE} \end{cases} \\ k_V &= \begin{cases} P_2 \left( \frac{A}{A_0} \right)^{-\frac{1}{2}} \theta^{q_2} & : \theta > \theta_e \\ \left( \frac{A}{A_0} \right)^{-\frac{1}{2}} K_{Ve} & : \theta \leq \theta_e \end{cases} \end{aligned} \right\} \quad (4.3.31)$$



基礎寸法の異なる3種の基礎の起振実験(B, F地点)から求めた地盤ばね係数と基礎応答変位量関係に対して、式(4.3.21, 28)と式(4.3.30)に示した寸法効果の補正式を適用して求めた結果が、補正しない場合(実験値そのもの)と比較して図4.3.41, 42に示されている。対象基礎寸法として幅600cm奥行1180cmの変電機器用実基礎が採用されている。これらの図より、基礎寸法効果を考慮せずに求めた動的k-値と基礎応答変位量との関係は非常にばらつきが大きく有意な関係は認められないが、式(4.3.21, 28)と式(4.3.30)により修正して求めた動的k-値と変位量との関係には、実験に使用した基礎寸法にかかわらず同図中に記した両対数紙上で線形の関係が得られていることがわかる。すなわち、ここで誘導した式(4.3.31)は基礎寸法効果を評価する上で有効であることがわかる。

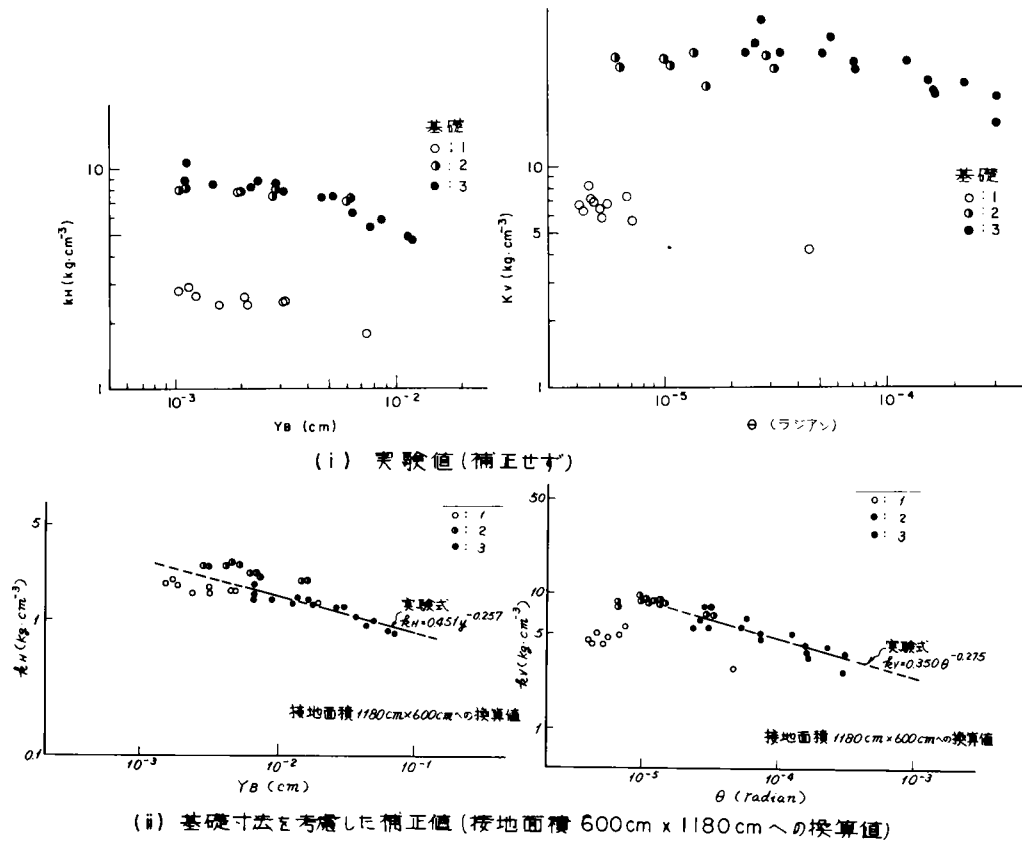


図 4.3.41 基礎寸法効果を考慮した動的k-値と基礎応答変位との関係(F地点)

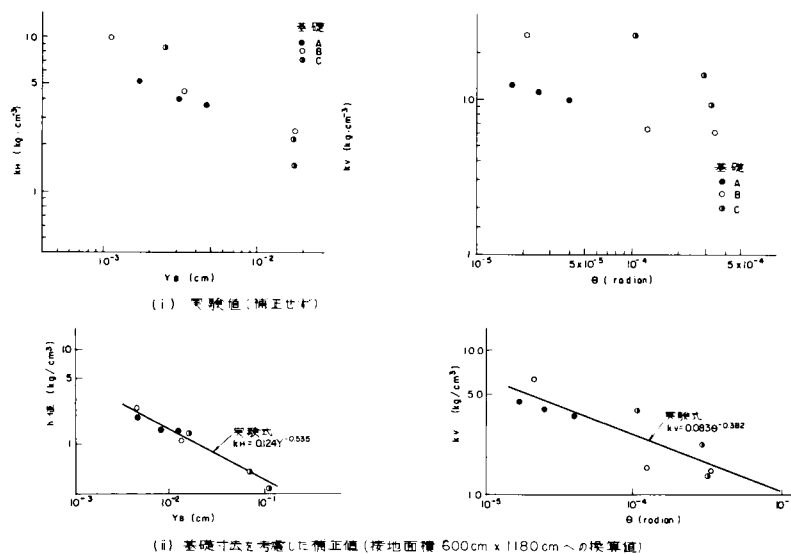


図 4.3.42 基礎寸法効果を考慮した動的k-値と基礎応答変位との関係(B地点)

(2) 地盤ばね係数と基礎変位量関係（変電所盛土地盤）

変電所盛土の起振実験結果を用いて、式（4.3.2 1，2 8）と式（4.3.3 0），すなわち、式（4.3.3 1）の補正式により基礎寸法 600cm×1180cm に補正して求めた動的  $k$ -値と基礎応答変位量との関係が図 4.3.43 に示されている。図 4.3.44 には図 4.3.43 の結果に最小自乗法を適用して求めた実験式が示されている。この図より、地盤ばね係数の基礎変位量依性は F 地点→E 地点→D 地点→B 地点の順に著しくなることがわかる。B 地点の場合、雪解け水が基礎周辺に浸透し起振時に地盤が乱されたこと、D 地点では起振力変化幅を大きくし過ぎたため 4.2.3 で指摘した地盤の乱れの影響が含まれたこと、が原因で非線形特性が顕著に現われたと考えられるため実験式の修正が必要となる。したがって、D 地点については、地盤の乱れが含まれていないと考えられる最小起振力から得られた値に F 地点での勾配をもつ非線形特性を採用して実験式とし、図 4.3.44 中に破線で示した。

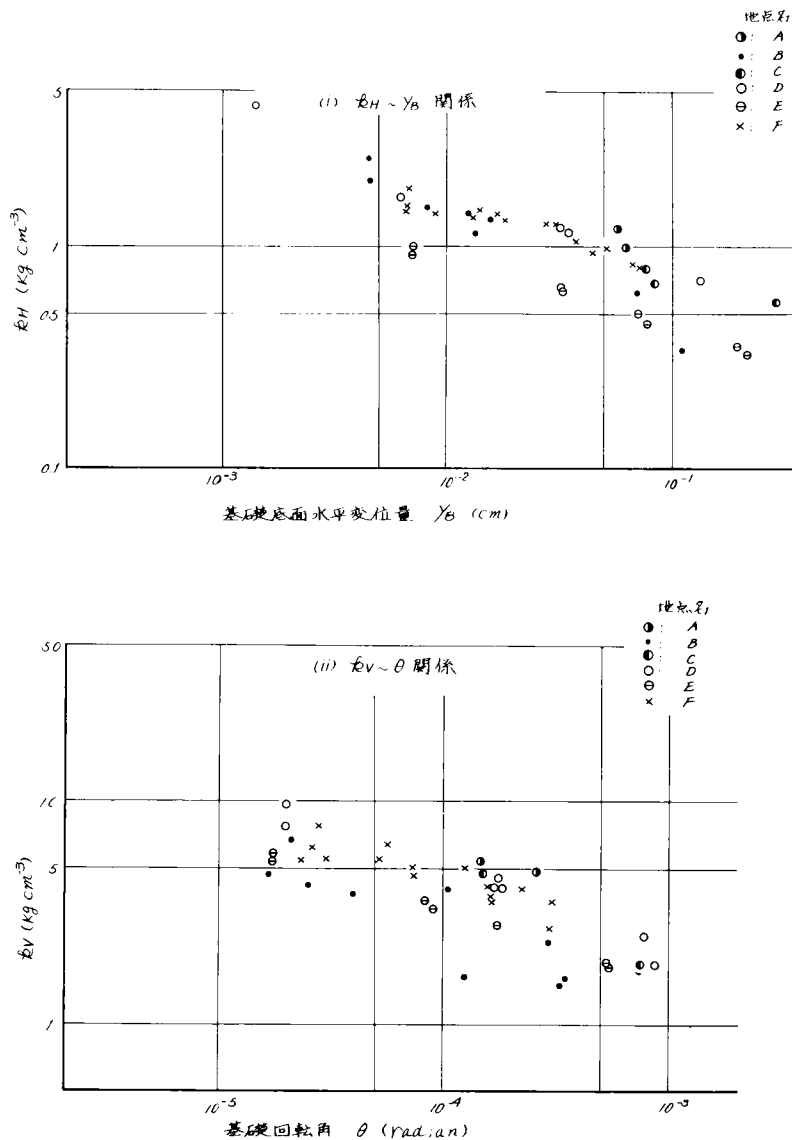


図 4.3.4 3 動的  $k$ -値と基礎応答変位との関係（基礎寸法 600cm×1180cm）

表 4.3.5 には実験を実施した地盤（盛土）の特性が示されている。図 4.3.4 5 にはこの結果をもとに各地盤の特徴が示されている。これらの表および図を参考にすれば、地盤ばね係数（動的  $k$ -値として表現）の基礎応答変位量依存性について次のように分類できる。

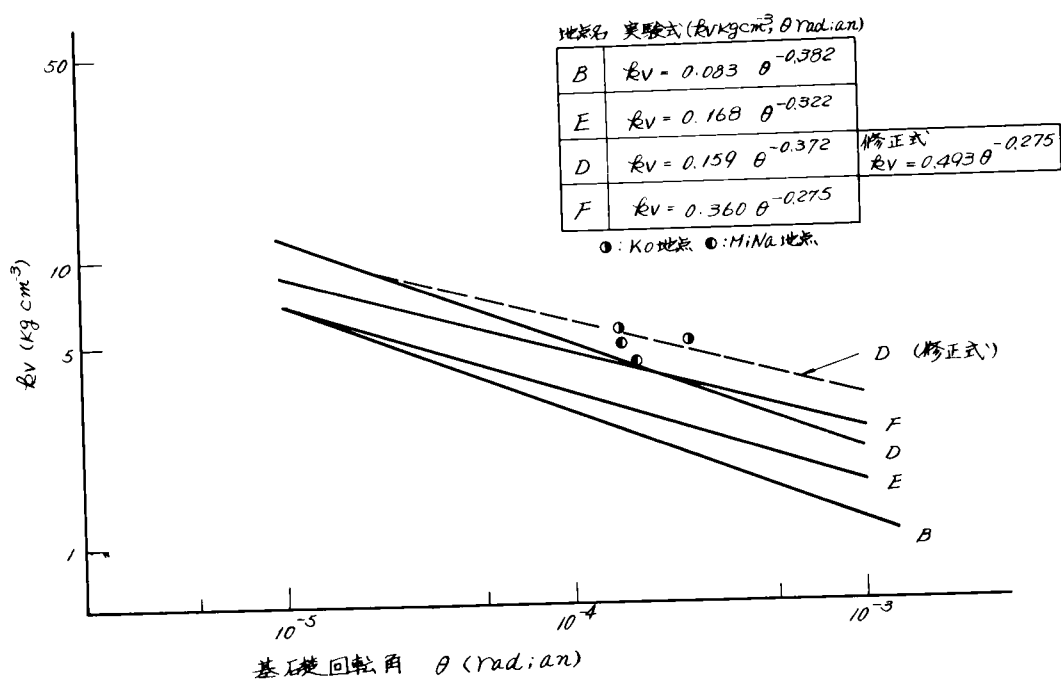
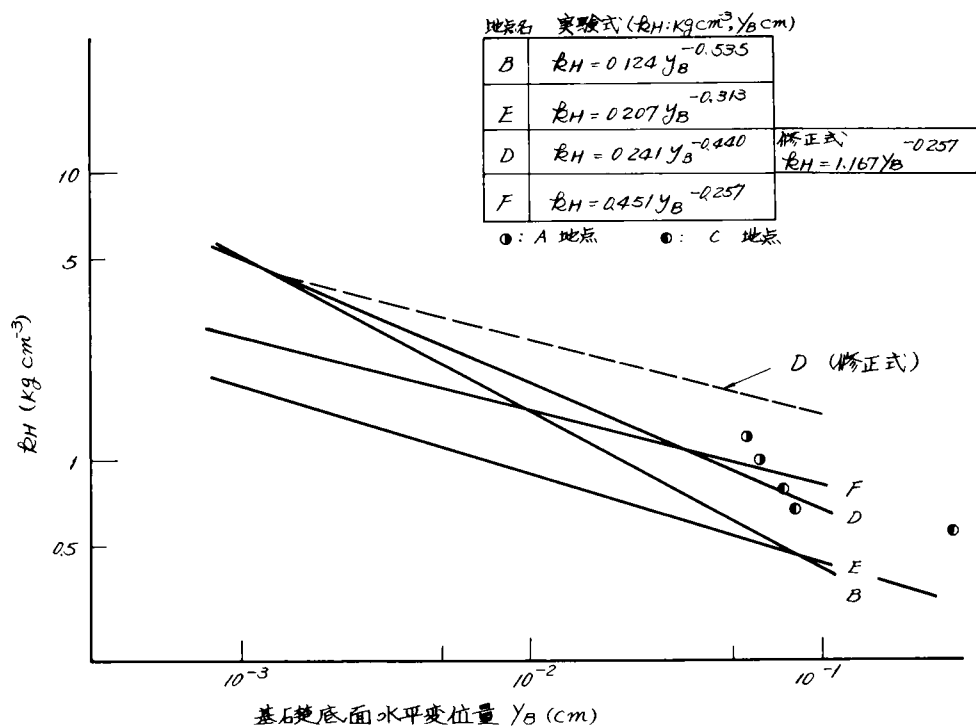
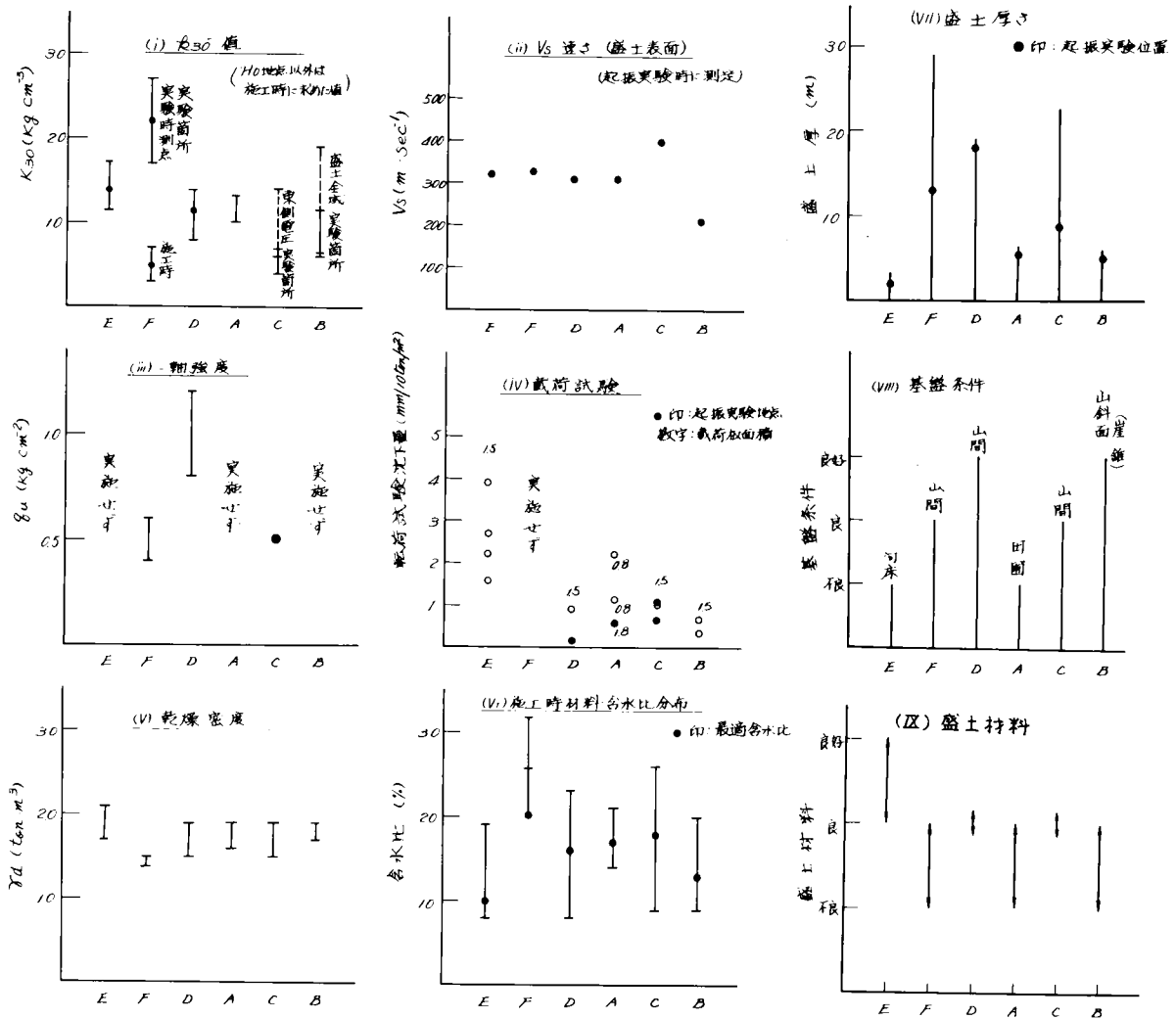


図 4.3.4 4 動的  $k$  - 値と基礎応答変位との関係 (実験式)  
(基礎寸法 600 cm × 1180 cm)

- ① 盛土が薄く (層厚 5 m 以下), 基盤が軟弱な場合には E 地点の関係式を使用する。
- ② 盛土厚に関係なく基盤が硬い場合, または, 基盤の影響が無視できる程に盛土が厚く, しかも盛土材料が良好な場合には D 地点の関係式を使用する。
- ③ 盛土が厚くても盛土材料が良好でない場合には F 地点の関係式を使用する。

すなわち, 変電所の盛土地盤の地盤ばね係数は図 4.3.4 5 の分類に従って採用すればよい。

[illegible]



分類	基盤条件	盛土厚	盛土材料	地点
I	軟弱	小	(不良)~良	A
II	軟弱	小	良~良好	E
III	良好	小	(不良)~良	B
IV	良	中~大	(不良)~良	F
V	良	中~大	良	C
VI	良好	中~大	良	D

(注) 盛土厚, 小(5m以下), 中(10m前後), 大(20m前後)

分類	地点名	$k_H \sim y_B$ 関係	$k_V \sim \theta$ 関係
E	A, E	$k_H = 0.207 y_B^{-0.313}$	$k_V = 0.168 \theta^{-0.322}$
F	F	$k_H = 0.451 y_B^{-0.257}$	$k_V = 0.360 \theta^{-0.275}$
D	D, C, (B)	$k_H = 1.167 y_B^{-0.257}$	$k_V = 0.493 \theta^{-0.275}$

図 4.3.45 盛土地盤の特性

(3) 基礎・地盤連成系固有振動数の推定

変電機器の地震時応答特性には第5章で指摘するように基礎・地盤連成系の固有振動数  $f_0$  が重要な影響因子となる。

ここでは、 $f_0$  の推定式を誘導し、実験値により検証することにする。

基礎が地盤に設置された状態を図 4.3.4.6 に示すようにモデル化した場合、基礎の自由振動の式は次式となる。

$$\left. \begin{aligned} M\ddot{u}_0 + K_H(1+\alpha)u_0 - K_H\left\{S + \alpha\left(S - \frac{L}{2}\right)\right\}\theta &= 0 \\ I_G\ddot{\theta} - K_H\left\{S + \alpha\left(S - \frac{L}{2}\right)\right\}u_0 \\ + \left\{K_R(1+\beta) + K_H\left\{S^2 + \alpha\left(\frac{L^2}{3} - LS + S^2\right)\right\}\right\}\theta &= 0 \end{aligned} \right\}$$

ここに  $u_0$  : 重心位置水平変位

$\theta$  : 基礎回転角

$M$  : 基礎質量

$I_G$  : 基礎重心軸回り慣性 2 次モーメント

$K_R, H_H$  : 基礎底面に作用する地盤ばね係数

$K_{RS}, K_{HS}$  : 基礎根入れ部に作用する地盤ばね係数

suffix  $R, H$  : それぞれ回転ばね, 水平ばねの意

suffix  $RS, HS$  : それぞれ根入れ部に作用する回転ばね, 水平ばねの意

$\alpha = K_{HS}/K_H$ ,  $\beta = K_{RS}/K_R$

$L$  : 根入長,  $S$  : 基礎重心・底面間距離

$\cdot (\text{dot}) = \frac{d}{dt}$

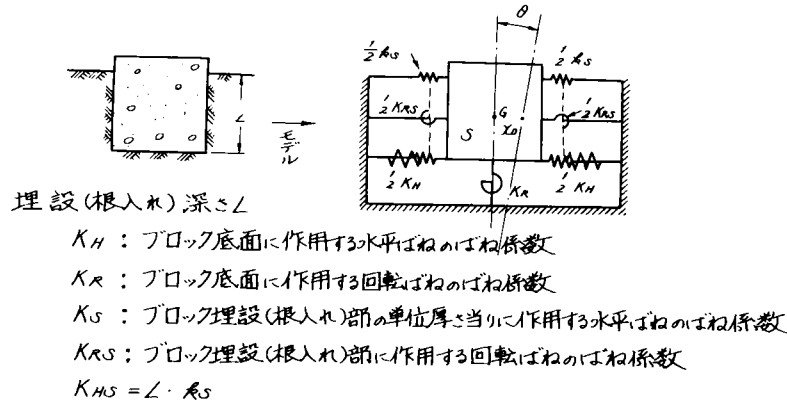


図 4.3.4.6 基礎・地盤系モデル

上式より固有振動数  $f_0$  を求めると次式となる。

$$(f_0/f_H)^2 = \frac{1}{2} (X \pm \sqrt{X^2 - 4Y}) \quad (4.3.3.2)$$

$$\begin{aligned} \text{ここに } X &= \frac{1}{i_0^2} \left\{ (1+\beta) e_0^2 + (1+\alpha) (S^2 + i_0^2) + \alpha L \left( \frac{L}{3} - S \right) \right\} \\ Y &= \frac{1}{i_0^2} \left\{ (1+\alpha) (1+\beta) e_0^2 + \alpha \left( 1 + \frac{1}{4} \alpha \right) \frac{L^2}{3} \right\} \end{aligned} \quad (4.3.3.3)$$

$$e_0^2 = K_R/K_H, \quad i_0^2 = I_G/M, \quad f_H^2 = (\omega_H/2\pi)^2 = K_H/M$$

複号 $\pm$ は、1次と2次の固有振動数と同順

機器基礎は、直方体で基礎全体が根入れされたものとして近似できるため、次のような仮定のもとに式(4.3.32)の展開を行なう。

- (1) 基礎は均質材料(密度 $\rho_0$ )からなる直方体(幅 $a$ 奥行 $b$ 高 $c$ )とする。
- (2) 基礎高さ $c$ と根入れ長 $L$ は等しい。
- (3) 根入れ効果を評価する $\alpha$ 、 $\beta$ としてBaranovの解<sup>26)</sup>を参考にする。
- (4) 地盤ばね係数としてBarkanの式<sup>41)</sup>を用いる。

この仮定のもとに $i_0^2$ 、 $e_0^2$ 、 $f_H$ を求めると次式となる。

$$i_0^2 = \frac{1}{12} (a^2 + c^2) \quad (4.3.34)$$

$$e_0^2 = \frac{\alpha_H}{\alpha_R} \frac{2-\nu}{4(1-\nu)} r_0^2$$

$$f_H = C_0 V_s$$

ここに  $r_0$ : 等価半径 ( $=\sqrt{ab/\pi}$ )

$\nu$ : ポアソン比

$\alpha_H$  = 円形接地面の $K_H$ /矩形接地面の $K_H$  ( $b/a$ と $\nu$ の関数, 図4.3.47)

$\alpha_R$  = 円形接地面の $K_R$ /矩形接地面の $K_R$  ( $b/a$ の関数, 図4.3.47)

$$C_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{2}{\alpha_H r_0 c (2-\nu)}} \frac{\rho_s}{\rho_0}$$

$\rho_s$ : 地盤密度

$V_s$ : S波速度

式(4.3.32)、(4.3.34)より、根入れされた基礎の基礎・地盤連成系の固有振動数 $f_0$ は、 $V_s$ に比例することがわかる。

根入れの浅い基礎( $a \gg c$ )については、さらに次の近似が成立する。

$$\frac{X}{1+\alpha} = \frac{12e_0^2}{a^2+c^2} \frac{1+\beta}{1+\alpha} + \frac{3c^2}{a^2+c^2} + 1 - \frac{2c^2}{a^2+c^2} \frac{\alpha}{1+\alpha} \div \frac{12e_0^2}{a^2+c^2} \frac{1+\beta}{1+\alpha} + 1 \quad (4.3.35)$$

$$\frac{Y}{(1+\alpha)^2} = \frac{12e_0^2}{a^2+c^2} \frac{1+\beta}{1+\alpha} + \frac{4c^2}{a^2+c^2} \frac{\alpha(1+\frac{1}{4}\alpha)}{(1+\alpha)^2} \div \frac{12e_0^2}{a^2+c^2} \frac{1+\beta}{1+\alpha}$$

式(4.3.35)を式(4.3.32)に代入し整理すると次式が成立する。

$$f_0 = f_H \sqrt{1+\alpha} \quad (4.3.36)$$

この式は、根入れされた基礎が並進振動のみの1自由度振動をする場合の固有振動数 $f_0$ と一致する。

図4.3.47より $\alpha_H \div 1$ が成立するので、式(4.3.36)は次式となる。

$$f_0 = K V_s \sqrt{\frac{1}{c\sqrt{A}} + \frac{\alpha\sqrt{\pi}}{A}} \quad (4.3.37)$$

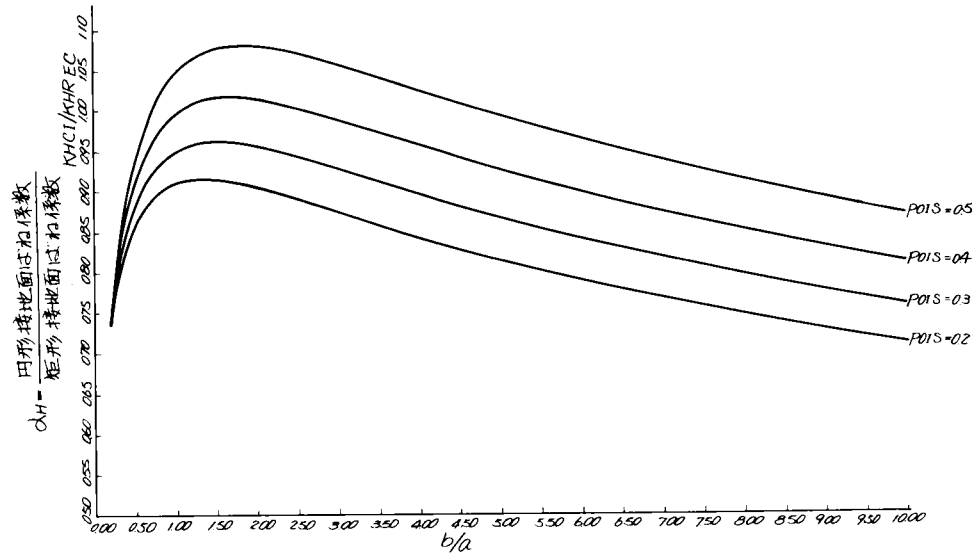
$$\text{ここに } K = \sqrt{\frac{1}{2\pi^{3/2}} \frac{1}{2-\nu} \frac{\rho_s}{\rho_0}}$$

$$\alpha = \alpha_0 \frac{c}{r_0}$$

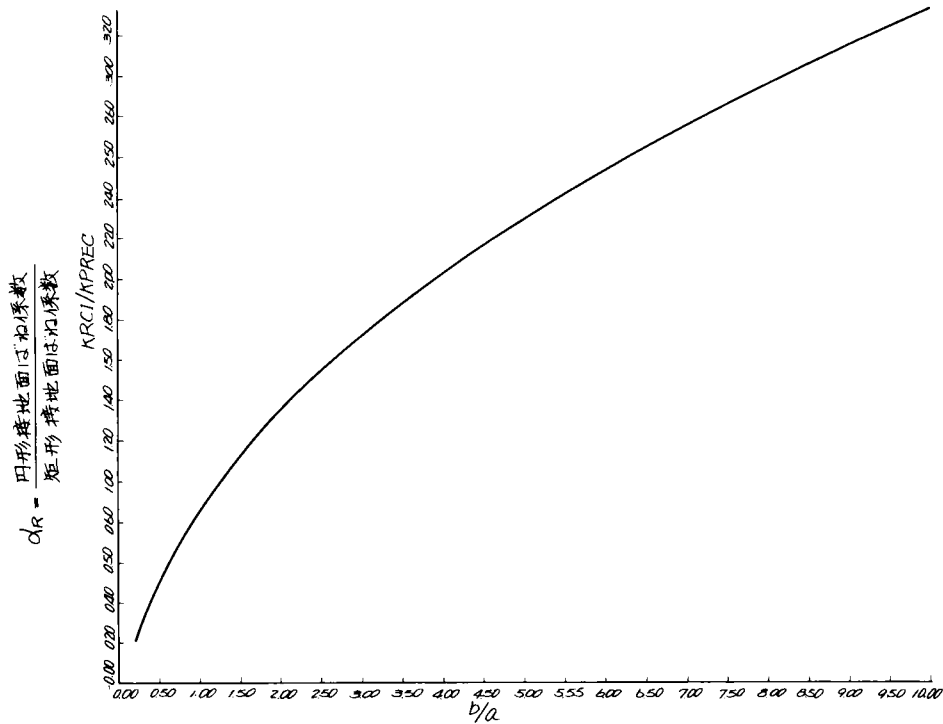
$\alpha_0$ : 単位根入れ長当りの水平ばね係数増分

A：底面積（ $= a \times b$ ）

以上まとめると、根入れされた基礎の  $f_0$  は式（4.3.32）から求められ、根入れが浅い基礎については、式（4.3.37）の近似式が利用できる。



(i) 水平ばね係数



(ii) 回転ばね係数

図 4.3.47 円形基礎（田治見の解）と矩形基礎（Barkan の解）のばね係数比



式(4.3.32)から求めた基礎・地盤系固有振動数 $f_0$ と筆者が昭和46年以降実施した起振実験から求めた値とが図4.3.48に比較して示されている。対象とした実験はすべて根入れのされていない基礎に対するものである。また、式(4.3.32)で必要な地盤ばね係数はBarkan<sup>41)</sup>の誘導した次式を採用した。

$$K_H = \frac{\pi \rho V_s^2}{(1-\nu) \beta_H} \sqrt{\frac{A}{\eta}} \quad (4.3.38)$$

$$K_R = \frac{\pi \rho V_s^2}{6(1-\nu) \beta_R} \frac{A}{\eta} \sqrt{\frac{A}{\eta}}$$

ここに  $A$  : 接地面積 (幅  $a$  × 奥行  $b$ ) ,  $\rho$  : 地盤密度

$V_s, \nu$  : 地盤S波速度とポアソン比,  $\eta = b/a$

$$\begin{aligned} \beta_H &= \frac{1}{\eta} \sinh^{-1} \eta + \sinh^{-1} \frac{1}{\eta} - \frac{1}{3} \left\{ \frac{1}{\eta^2} (\sqrt{1+\eta^2} - 1) + \sqrt{1+\eta^2} - \eta \right\} \\ &\quad + \frac{\nu}{1-\nu} \left\{ \frac{1}{\eta} \sinh^{-1} \frac{1}{\eta} + \frac{1}{3} \left\{ \sqrt{1+\eta^2} - \eta - \frac{2}{\eta^2} (\sqrt{1+\eta^2} - 1) \right\} \right\} \\ \beta_R &= \ln \frac{\sqrt{4\eta^2+1}+1}{\sqrt{4\eta^2+1}-1} + \frac{1}{2\eta^2} (\sqrt{4\eta^2+1}-1) \end{aligned}$$

図4.3.49には、図4.3.48に示した値のうち地盤S波速度が信用でき、かつ、非常に小さな起振力を使用し、地盤が弾性体とみなせることが確認できた実験結果だけが抜き出して示されている。なお、層状地盤については、田治見の多層地盤に対する解<sup>10)</sup>から求めた等価S波速度が式(4.3.32)に使用されている。

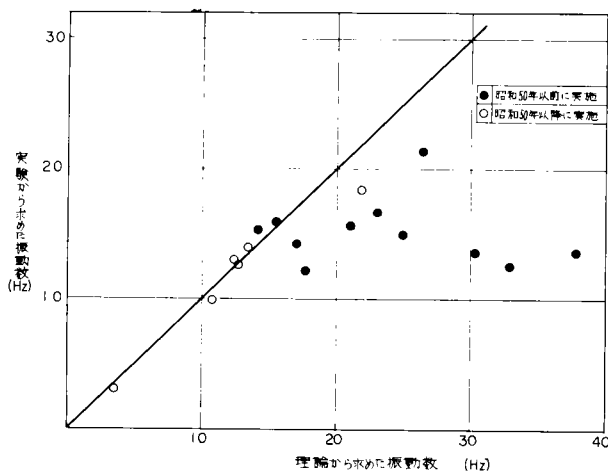


図4.3.48 実験値と理論値の比較(固有振動数)

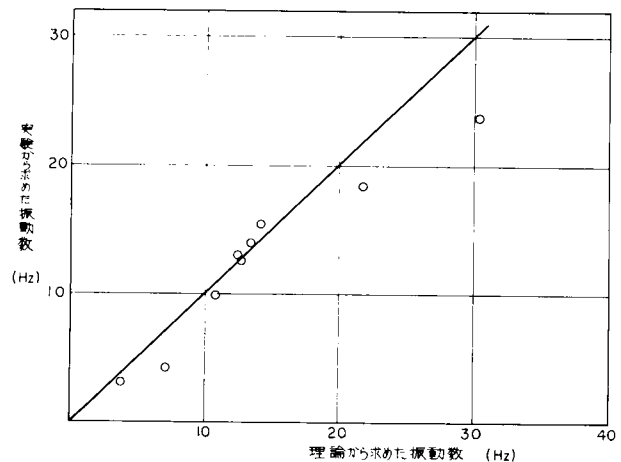


図4.3.49 実験値と理論値の比較(固有振動数)

図4.3.48の結果からは実験値と理論値との対応がつきにくいのに対して、起振力の小さな実験結果のみを用いた図4.3.49は、理論値と非常に良い一致を示している。

以上から、地盤調査(S波速度、密度)が十分な精度をもって実施されれば、式(4.3.32)または式(4.3.37)を使用することによりかなりの精度で基礎・地盤系の固有振動数 $f_0$ を求めることができることがわかる。

図4.3.50には、変電機器基礎寸法程度の基礎を対象として $f_0$ の厳密解(式(4.3.32))と近似解(式(4.3.37))とが比較して示されている。この図より、近似解と厳密解で有意の差を示さないことがわかる。すなわち、変電機器基礎のように扁平で、並進振動モードの卓越する基礎形状に対する $f_0$ は、式(4.3.37)で示した近似式から十分な精度で推定可能であることを示している。

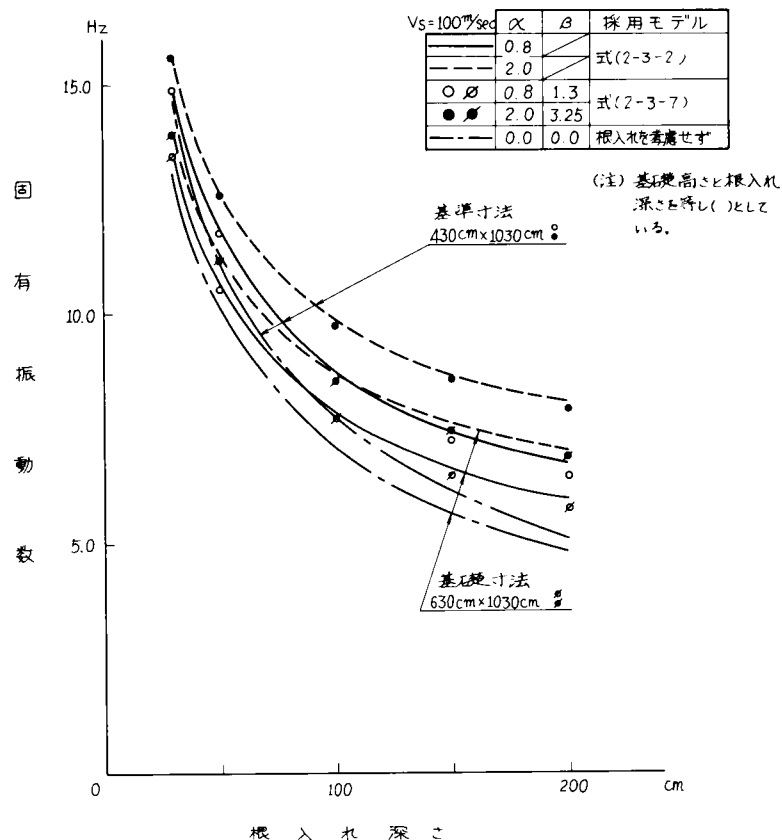


図 4.3.5.0 厳密解(式(4.3.3.2))と近似解(式(4.3.3.7))の比較

#### 4.4 杭基礎

2章で記述したように、変電機器の自重はその平面寸法の割に軽いため、杭基礎を採用する場合でも、変圧器基礎を除いて、その杭本数は少ない。本節では、杭本数の少ない杭基礎の動特性を直接基礎の動特性と比較することにより検討し、杭基礎の動特性およびモデル化法について考察する。

##### 4.4.1 実験方法および実験条件

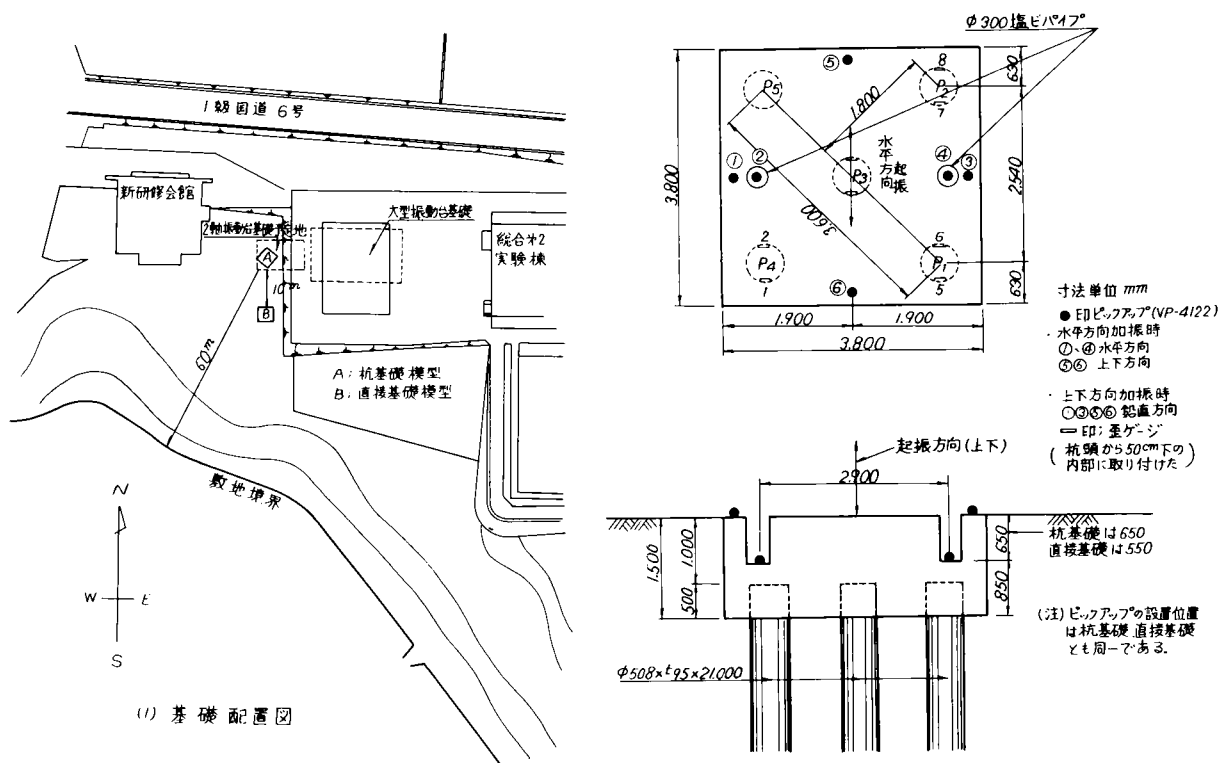
###### (1) 実験方法

同一基礎寸法の直接基礎と杭基礎を同一地盤に設置し、両基礎の起振実験を実施した。起振実験方法は、4.3.1で直接基礎について説明したものと全く同じである。また、解析方法についても同じである。

###### (2) 実験条件

実験はG地点とH地点の2箇所で行った。両地点の地盤条件は、G地点については図4.3.8に、H地点については図4.3.9にそれぞれ示した。

両地点の基礎条件が、図4.4.1と4.4.2に示されている。G地点の杭基礎は杭径508mmの鋼管杭5本からなり、H地点の杭基礎は杭径300mmのP C杭4本からなっている。杭長は前者が2.1m、後者が2.3mである。



基礎名	基礎形式	基礎寸法	杭寸法	杭本数	杭打工法
A基礎	直接基礎	3.8m×3.8m×1.5m	—	—	—
B基礎	杭基礎	3.8m×3.8m×1.5m	φ508mm t9.5mm L21000mm	5	NHP工法 (間組)

基礎諸元 (含 起振機)

名 称	記 号	数 値
基礎質量	M	52.25 Kg・sec <sup>2</sup> /cm
基礎高さ	H	150 cm
重心の高さ	S	83.6 cm
重心～起振力作用距離	L	125.1 cm
基礎底面積	A <sub>b</sub>	144,400 cm <sup>2</sup>
重心軸回りの慣性二次モーメント	I <sub>G</sub>	0.7994 × 10 <sup>6</sup> cm <sup>4</sup>
底面～振動計2までの距離	B	95 cm

杭の諸元 (鋼管杭)

外径×厚さ	断面積	単位重量	断面2次	断面係数	回転半径	ヤング率
(mm)	(cm <sup>2</sup> )	(Kg/m)	モーメント (cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm)	(Kg/cm <sup>2</sup> )
φ508.0×9.5t	148.8	117.0	462×10 <sup>2</sup>	1820	17.6	2.1×10 <sup>6</sup>

図 4.4.1 G地点実験条件 (実験条件)

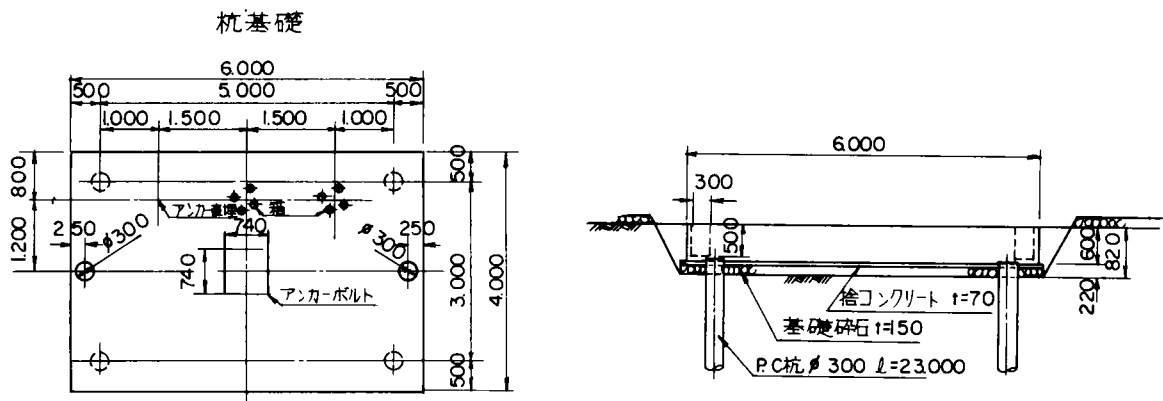


図 4.4.2 H地点（実験条件）

#### 4.4.2 実験結果および考察

直接基礎と杭基礎の共振曲線が図 4.4.3 に比較して示されている。この図より次のことがわかる。

- ① 「根入れあり」の状態では両基礎の共振曲線はほとんど一致し、杭の効果が現われていない。
  - ② 「根入れなし」の状態になると、両基礎の共振振動数はおおむね等しいけれども、応答値は杭基礎の場合に小さく、共振時で約1/2程度の値となり、杭の効果が認められる。
  - ③ 起振力増加に伴ない共振振動数の低下する非線形特性は杭基礎より直接基礎に著しい。
- したがって、基礎が激しく振動するにつれ、杭の効果が発揮されるものと考えられる。

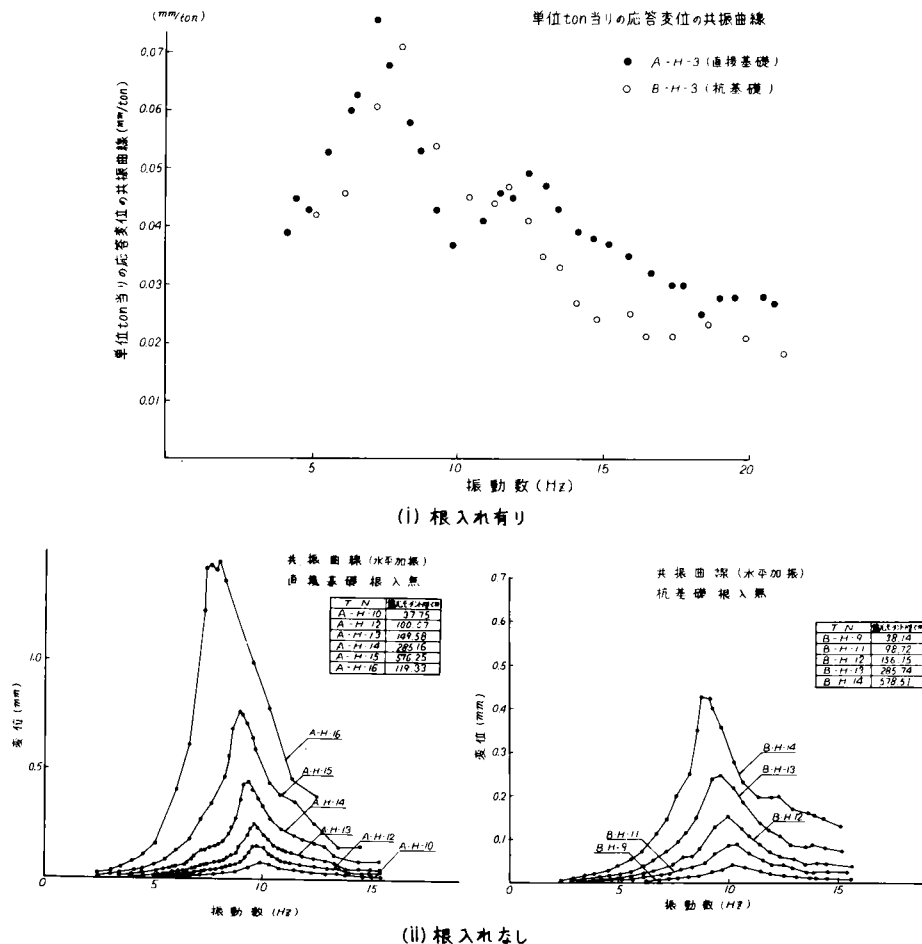


図 4.4.3 直接基礎と杭基礎の応答比較（G地点）

図 4.4.4 には、共振時における杭基礎応答値の直接基礎応答値に対する比が根入れ条件をパラメータにして示されている。図 4.4.5 には、両基礎の基礎・地盤系としての共振振動数が比較して示されている。同図中には既発表のデータ<sup>28)~30)</sup>も示されている。これらの図より、両基礎形式で共振振動数にはほとんど有意の差は認められないが、応答振幅には激しく振動するにつれ杭の効果が現われることがわかる。すなわち、これらの現象から杭には並進振動モードを抑制する効果はないが、ロッキング振動モードを抑制する効果のあることがわかる。

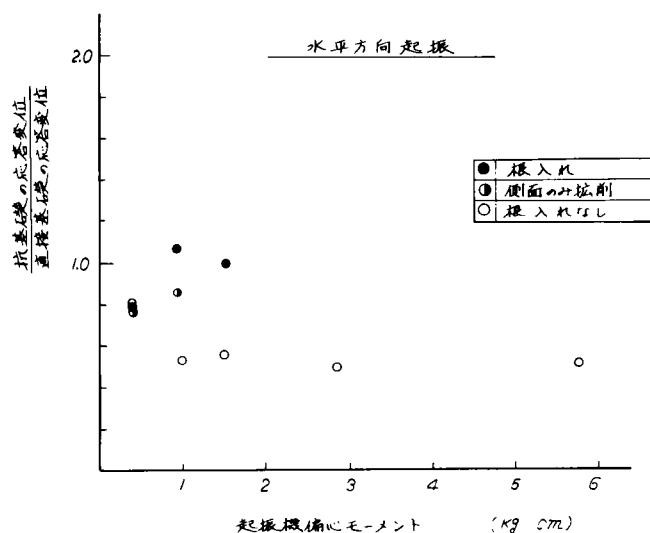


図 4.4.4 杭基礎と直接基礎の応答比較 (G 地点)

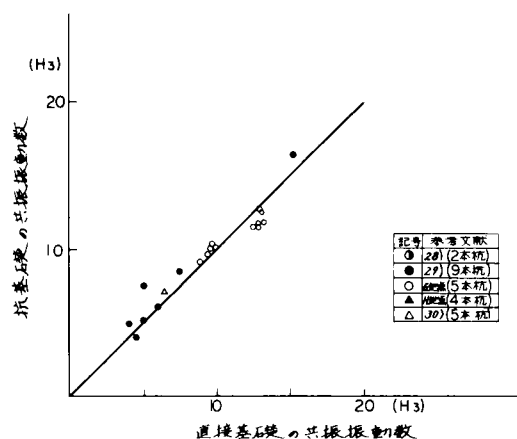


図 4.4.5 杭基礎と直接基礎の共振振動数比較

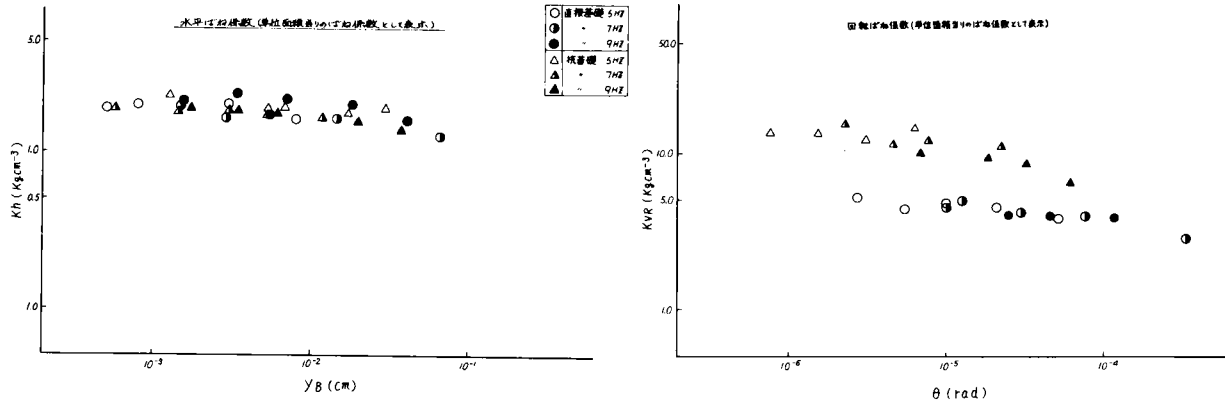
抑制効果について定量的に検討するため、直接基礎に対すると同様、基礎を支える地盤（杭も含める）をばねとダッシュポットでモデル化し、その各係数を式 (4.2.6) に従って求めた。

図 4.4.6, 7 には杭の抵抗力も含めて評価した地盤ばね係数、減衰係数の基礎応答変位依存性が、直接基礎の結果と比較して示されている。この図より次のことがわかる。

- ① 水平ばね係数  $K_H$  : 両基礎形式の値とも基礎応答変位依存性を示す。
- ② 回転ばね係数  $K_R$  : 両基礎形式の値とも基礎応答変位依存性を示す。
- ③ 水平減衰係数  $C_H$  : 両基礎形式とも値がばらつき、明確な基礎応答変位依存性は得にくい。
- ④ 回転減衰係数  $C_R$  : 両基礎形式とも値がばらつき、 $C_H$  以上に明確な基礎応答変位依存性は得にくい。

以上の結果よりばね係数  $K_H$ ,  $K_R$  は、杭基礎・直接基礎とも、ある基礎応答変位以上になると変位とともに減少する依存性を示すこと、減衰係数  $C_H$ ,  $C_R$  は所定振動数により基礎応答変位依存性は異なり定性的な特性は得にくいことがわかる。

(i) G 地点



(ii) H 地点

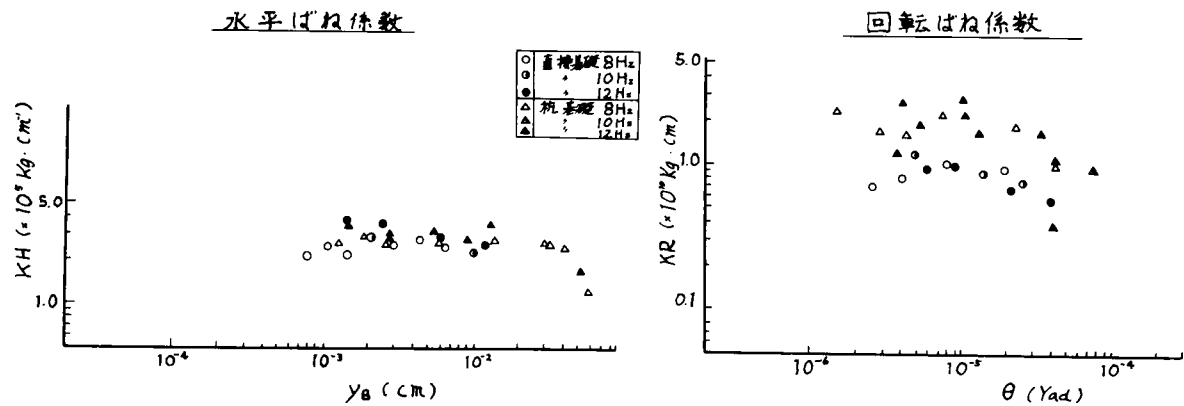
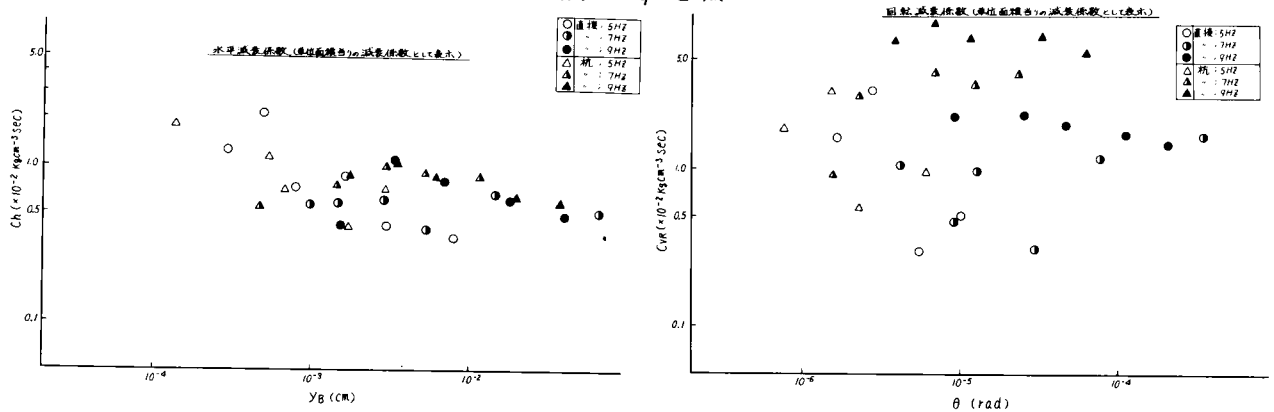


図 4. 4. 6 地盤ばね係数と基礎応答変位の関係 (杭基礎と直接基礎の比較)

(i) G 地点



(ii) H 地点

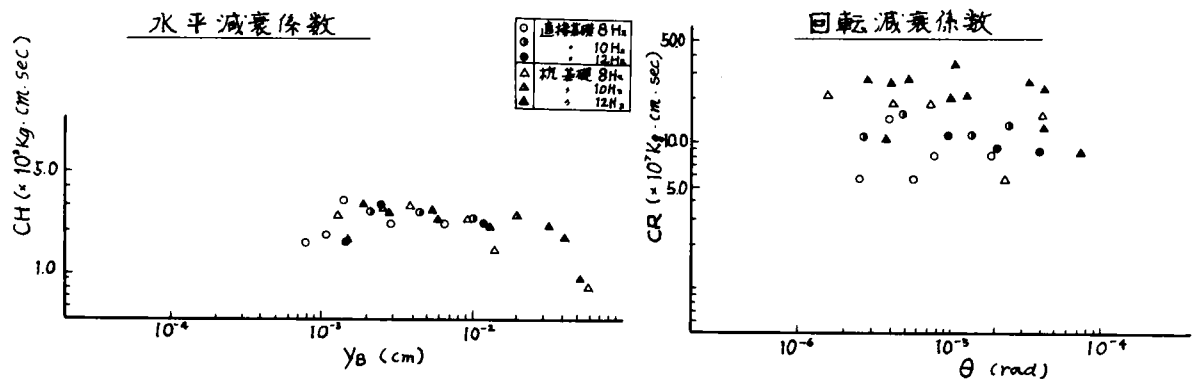


図 4. 4. 7 地盤減衰係数と基礎応答変位の関係 (杭基礎と直接基礎の比較)

図 4.4.8 には、上下方向起振実験から求めた上下方向ばね係数（図中では単位面積当りのばね係数として表示）と減衰係数（図中では単位面積当りの減衰係数として表示）の振動数依存性が示されている。この図から、杭基礎の値が直接基礎の値に比べ 3～4 倍程度も大きく、上下振動に対しては杭の効果が地盤剛性と減衰性の両面で期待できることがわかる。

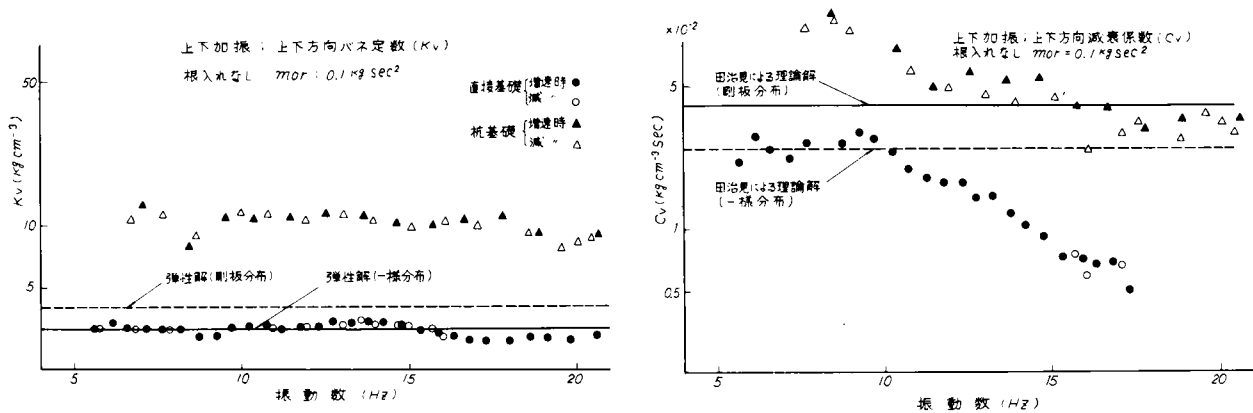


図 4.4.8 杭基礎と直接基礎の比較（上下振動の場合，G地点）

水平ばね係数と減衰係数、回転ばね係数と減衰係数の振動数依存性が図 4.3.2.3 と図 4.3.2.6（4.3.2(4)，(5)）に既出）に直接基礎の結果と比較して示されている。これらの図より次のことがわかる。

- ① 水平ばね係数  $K_H$ ：杭基礎・直接基礎ともほぼ同じ値を示し、かつ、振動数による依存性は顕著でない。
- ② 回転ばね係数  $K_R$ ：杭基礎の値が直接基礎の約 2 倍程度の値を示し杭の効果が認められる。また振動数の増加と共に小さくなる振動数依存性を示す。
- ③ 水平減衰係数  $C_H$ ：杭基礎・直接基礎ともほぼ同じ値を示す。その振動数依存性はばね係数の場合に比べ複雑である。
- ④ 回転減衰係数  $C_R$ ：杭基礎の値が直接基礎の約 2 倍程度の値を示し回転ばね係数と同様杭の効果が認められる。その振動数依存性は、 $C_H$  と同様に複雑である。

すなわち、杭は回転振動モードを抑制する効果があり、本実験で使用了基礎程度であれば、水平ばね係数と水平減衰係数に対しては直接基礎と同じ値を、回転ばね係数と回転減衰係数に対しては直接基礎の 2 倍程度の値を採用すればよいことを示している。上下振動に対して杭の効果が著しく認められた事実から、杭が回転振動に対する抑制効果のあることは十分理解できる。

図 4.4.9 には、基礎が杭のみで支持された状態。すなわち、基礎底面を支える地盤部分を取り除き基礎が杭のみで支持される状態で実施した起振実験結果が示されている。基礎が杭だけで支えられている状態になると、共振振動数が著しく低下し、応答も大きくなることがわかる。変電機器の共振振動数は数 Hz のものが多く、したがって基礎が杭のみで支持された状態になり杭基礎・地盤系の共振振動数が低下したために被害が発生しないよう施工時に十分注意する必要がある。

以上より、杭のみで基礎が支持されるという事態が発生しない限りは、変電機器基礎程度の杭基礎に対しては、水平ばね係数と水平減衰係数に対しては同一形状の直接基礎から得られた地盤ばね係数、減衰係数と同じ値を、回転ばね係数と回転減衰係数に対しては 2 倍程度大きな値を使用した検討を一次近似として実施すれば良いことがわかる。

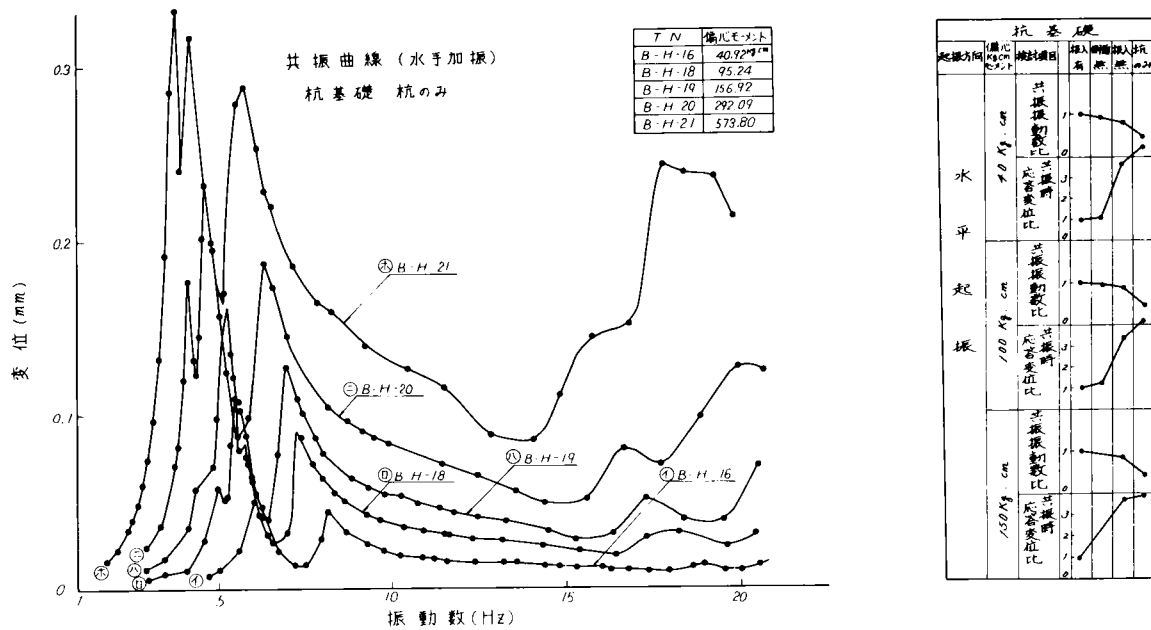


図 4.4.9 杭のみで支持された基礎の動特性 (G 地点)

#### 4.5 結 語

変電機器の地震時挙動を検討するためには、基礎を支える地盤の特性を解明しておく必要がある。変電機器基礎の場合、基礎は剛体と考えることができ、また、寸法も小型のため、基礎をささえる地盤モデル係数を基礎の起振実験から直接、容易に検討することができる。

本章においては、基礎を支える地盤をばねとダッシュポットでモデル化する場合のモデル諸係数について検討した。まず、4.1 で今までに実施されてきた研究の歴史を紹介し、本章の研究の位置付けを行なった。4.2 では、剛体基礎の起振実験から地盤モデル諸係数を求める場合の解析法や注意すべき事項について説明し、4.3 と 4.4 でそれぞれ直接基礎と杭基礎の場合について、起振実験結果をもとにモデル諸係数の特性を検討した。以上の内容から得られた主要な結論は、下記のように要約される。

基礎の起振実験で必要となる項目について次の成果が得られた。

- ① 起振実験結果から地盤ばね係数・減衰係数を求める式の提示：式 (4.2.6)，式 (4.2.9)，式 (4.2.12)，式 (4.2.14)
- ② 起振実験に使用する起振機の必要モータ容量の算定式 (式 (4.2.46，47)，式 (4.2.50)) の提示と実験による検証
- ③ 起振実験時の注意事項，例えば、起振実験による地盤の乱れ，基礎形状と地盤ばね係数の関係，地層構造と基礎応答との関係についての指摘

これらの結果を踏まえて、基礎を支える地盤をばねとダッシュポットでモデル化した場合のモデル係数について、9ヶ所の地盤で実施した起振実験をもとに検討した。その結果 次のような実験事実が指摘できた。

- ① 基礎を支える地盤の接地圧分布は、回転振動に対して三角形分布で近似できる。並進振動に対しては、回転振動の三角形分布に相当する一様分布で近似できるものと考えられる。
- ② 地盤ばね係数は基礎応答変位 (地盤と基礎が接する基礎底面位置水平変位量  $y_B$ ，および基礎回転角  $\theta$  で表現する) および基礎接地面積に依存する。したがって、模型基礎の起振実験から得られた地盤ばね係数 (動的  $k$  値) と基礎



応答変位の関係を実基礎に適用する場合には、式(4.3.31)で補正する必要がある。今まで実施した起振実験をもとに、変電所盛土地盤に対するばね係数(動的 $-k$ 値)と基礎応答変位の関係を3種類の地盤条件に分類して示した。

- ③ 地盤が弾性域のひずみ領域にある状態で得られた地盤ばね係数、減衰係数と半無限弾性体理論に弾性波検層(または探査)から求めたS波速度を用いた理論解とを比較したところ、回転減衰係数以外は良い一致を示した。回転減衰係数についてもオーダ的にはおおむね一致していることから、地盤の弾性定数が適切に評価されていれば、半無限弾性体理論から地盤モデル諸係数の推定は可能であることが検証できた。また、水平ばね係数・減衰係数が振動数依存性をほとんど示さないという事実は、並進振動モードの卓越する変電機器基礎にとっては重要な特性である。
- ④ 基礎・地盤系固有振動数 $f_0$ を求める近似式を誘導した(式(4.3.37))。実験結果とも良い一致を示し、 $f_0$ の推定式として妥当であることが確認できた。
- ⑤ 杭基礎と直接基礎の起振実験結果の比較から、杭は回転振動を抑制する効果があること、杭本数が数本の基礎であれば回転ばね係数と減衰係数とも直接基礎の2倍程度の値が期待できることが判明した。ただし、並進振動に係わる水平ばね係数と減衰係数は直接基礎と同じ値を示し、杭の効果は認められなかった。この事実は、並進振動モードが主要モードとなる変電機器基礎のような扁平な基礎形状の基礎の並進・回転連成振動の固有振動数 $f_0$ は直接基礎の値と同じになることを示している。
- ⑥ 根入れ効果については、実験結果の解析精度に問題があるため十分な結果が得られていないが、1次近似としてNovakの解<sup>26)</sup>で評価できるものと判断した。

上述の結果のうち、地盤ばね係数は基礎応答変位すなわち、地盤発生ひずみ依存性を示すこと、適切な地盤弾性定数(S波速度など)が評価できれば半無限弾性体理論から地盤モデル諸係数を求められること、変電機器基礎の並進・回転連成振動の主要モードである並進振動に係わる水平ばね係数・減衰係数は振動数依存性をほとんど示さないこと、という事実は、第5章での変電機器・基礎・地盤連成振動を考えていくうえで重要な示唆を与えている。

## 参 考 文 献

- 1) M.Novak : Prediction of Footing Vibration, Journal of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol., SM3, May 1970, pp.837~861
- 2) T.Y. Sung : Vibrations in Semi-Infinite Solids due to Periodic Surface Loading, American Society for Testing and Materials Special Technical Publication No.156, Symposium on Dynamic Testing of Soil, 1953, pp.35~64
- 3) G.N. Bycroft : Forced Vibrations of a Rigid Circular Plate on a Semi-infinite Elastic Space and on an Elastic Stratum, Philosophical Transactions of the Royal Society, London, Series A, Vol. 248, No. 948, 1965, pp.327~368
- 4) T.K. Hsieh : Foundation Vibrations, Proceedings, Institute of Civil Engineers, London, England, Vol. 22, 1962, pp.211~225
- 5) J.R. Hall, Jr. : Coupled Rocking and Sliding Oscillations of Rigid Circular Footings, Proc. International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, August, 1967, pp.139~148
- 6) J. Lysmer, F.E. Richart, Jr. : Dynamic Response of Footings of Vertical Loading, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div. ASCE, Vol.92, No. SM1, January 1966, pp.65~91
- 7) A.S. Veletsos, Y.T. Wei : Lateral and Rocking Vibration of Footing, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Div. No. SM9, Vol. Sept. 1971, pp.1227~1248
- 8) 島海 勲 : 弾性地盤上の機械基礎強制振動の計算, 1954年, pp.216~225 出典不明
- 9) 田治見宏 : 耐震理論に関する基礎的研究, 東京大学生産技術研究所報告, 第8巻, 9号, 1958年 pp.170~215
- 10) 田治見宏 : 他 : 建築構造学大系-地震工学, 彰国社, 1968年, pp.80~90
- 11) 小堀鐸二, 南井良一郎, 鈴木 有, 日下部馨 : 長方形基礎の Dynamic Ground Compliance (その1), 京大防災研究所年報第10号A, 1967年, pp.283~314
- 12) A. Pauw : A Dynamic Analogy for Foundation-soil Systems, ASTM Special Technical Publication No.156, Symposium on Dynamic Testing of Soil, 1953, pp.90~112
- 13) 後藤尚男 : 弾性質量基礎上にある構造物の振動解析について, 土木学会論文集第72号別冊(3-2) 1961年
- 14) J. Lysmer, R.L. Kuhlemeyer : Finite Dynamic Model for Infinite Media, Journal of the Engineering Mechanics Div., ASCE, Vol.95, No. SM4, August, 1969, pp.859~877
- 15) F.E. Richart, Jr., R.V. Whitman : Comparison of Footing Vibration tests with Theory, Journal of the Soil Mech and Found Div., ASCE, No. SM6, Nov. 1967, pp.143~168
- 16) M. Novak : Prediction of Footing Vibrations, Journal of the Soil Mech. and Found. div., ASCE, No. SM3, Vol. May 1970, pp.837~861
- 17) G.P. Tschebotarioff, E.R. Ward : The Resonance of Machine Foundation and the Soil Coefficients which Affect It, Proc. 2nd. international Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, 1948, pp.309~313
- 18) 中川恭次 : 実大構造物の耐力試験から得た地盤係数, 日本建築学会研究報告第18号, 1952年

- 19) 中川恭次：建物並に模形基礎の振動実験から求めた地盤係数，日本建築学会論文報告集第69号，1961年，pp. 433～435
- 20) 久田俊彦：地盤の動力学的性質に関する研究，日本建築学会研究報告第22号，1953年
- 21) 田村吉洋，太田外気晴，金子功，笹尾光：構造物基礎の動的解析（その2），日本建築学会論文報告集第89号，1963年，p. 200
- 22) 野口俊郎，堀口潤一，横手敏郎，太田孝：動的地盤係数（その1），第25回年次学術講演会概要集第Ⅲ部門，土木学会，1970年，pp. 127～130
- 23) 土岐憲三，山本和義：構造物基礎と地盤の動的相互作用に関する研究，第30回年次学術講演会概要集第Ⅰ部門，土木学会，1975年，pp. 355～356
- 24) 田治見宏：深い基礎を有する構造物の地震応答について，第2回日本地震工学シンポジウム論文集，1966年，pp. 255～260
- 25) M.Novak, Y.O.Beredugo : Vertical Vibration of Embedded Footings, Journal of the Soil Mech. and Found. Div. ASCE No. SM12, Vol. December 1972, pp. 1291～1310
- 26) Y.O.Beredugo, M.Novak : Coupled Horizontal and Rocking Vibration of Embedded Footing, Canadian Geotechnical Journal Vol. 9, 1972, pp. 477～497
- 27) R.J.Krizek, D.C.Gupta : Coupled Sliding and Rocking of Embedded Foundations, Journal of the Soil Mech and Found., ASCE, No. SM12, December 1972, pp. 1347～1358
- 28) 市之瀬紘一，広瀬道孝：機械基礎における杭および側面土の効果に関する実験的研究，清水建設研究所報告，1965年
- 29) 地震時杭委員会：杭基礎の水平抵抗および振動挙動に関する研究，日本建築学会，1965年
- 30) 江刺靖行，吉田保男：軟弱地盤における杭基礎の耐震設計に関する研究，電力中央研究所研究報告，376004，1976年
- 31) 山原浩：動的解析における地盤の考え方，土と基礎，1971年，pp. 7～15
- 32) J.Penzien, C.F.Scheffey, R.A.Parmelee : Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, Journal of the Engineering Mechanics Div., ASCE, No. EM3, June, 1964, pp. 223～254
- 33) M.Novak : Dynamic Stiffness and Damping of Pile, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, No. 4, 1974, pp. 574～598
- 34) M.Novak, T.Nogami : Soil-Pile Interaction in Horizontal Vibration, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 5, 1977, pp. 263～281
- 35) 山本鎮男：杭のある構造物のロッキング振動（その1）～（その5），日本建築学会報告集第125号，1966年，pp. 24～29，第129号1966年 pp. 15～21，第130号1966年 pp. 18～24，第131号1967年 pp. 24～31，第132号1967年 pp. 32～40
- 36) 田治見宏：建築振動学，コロナ社，1968年，pp. 85～92
- 37) 茂木 晃：図説電気工学大事典，電動応用編第17巻，電気書院，1963年，pp. 1～3
- 38) 田治見宏：36)に同じ，pp. 60～61
- 39) 花田和史：振動計測記録処理装置，電力中央研究所報告，調査報告377023，1978年
- 40) H.B.Seed, I.M.Idriss : Soil Moduli and Damping Factor for Dynamic Response Analyses, Report No. EERC 70-10, December, 1970
- 41) D.D.Barkan : Dynamics of Bases and Foundations, M.Grow-Hill, 1962

## 第 5 章 変電機器の耐震設計法

## 第5章 変電機器の耐震設計法

変電機器の耐震設計法を考える場合、変電機器の特質が十分に反映された設計法でなければならない。前章までにも指摘してきたように、変電機器の耐震設計法を考える上で、特に、注目しなければならない特徴を挙げると次の5項目となる。

- ① 変電機器の主要部分は脆性材料であるがいしで構成されており、その箇所が耐震上の弱点となる。したがって、変電機器の耐震強度はいし部分に発生する最大応答値（最大発生応力）で決定されると云っても過言ではない。
- ② 変電所は全国いたるところに建設され、しかも、その地盤は盛土・切土・地山等種々な地盤から構成される。
- ③ 変電機器は工場で生産される製品であり、互換性や経済性の観点から全国的に統一された耐震強度を有するように製造されることが望ましい。
- ④ 所定地点を襲うと予想される地震動の決定は鋭意研究されているにもかかわらず、未だ容易ではない。
- ⑤ 大部分の変電機器は、その寸法と重量から判断して、振動台による実証実験が可能である。

3章では、上記特徴を踏えて変電所地表面で一律に「0.3 g 共振正弦2～3波」入力的设计地震動を提案した。しかし、変電機器は基礎を介して地盤に設置されるため、基礎・地盤系の存在が機器応答に与える影響について検討する必要がある。

本章では上記項目を勘案し、前章までの成果を踏まえて基礎・地盤系の存在の影響を考慮した変電機器の耐震設計法について述べる。なお、検討にあたっては、がいし型機器（しゃ断器、断路器、変流器、避雷器等）と変圧器とは対象モデルが異なるため、分けて検討することにした。

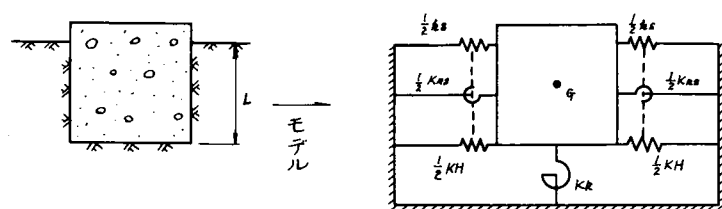
### 5.1 解析方法

変電機器は基礎を介して地盤に据付けられる。本節では、変電機器・基礎・地盤系としての応答特性を検討するために必要となるモデルおよび解析法の考え方について検討する。

#### 5.1.1 地盤モデル

変電機器は種々な地盤に据付けられ、しかも、その数も多いことから個別設計は極力避ける必要がある。この観点から、第3章では、種々検討を行ない设计地震動を地表面で設定した。

设计地震動が地表面で設定されれば、第2章で説明した基礎寸法から判断して、図5.1.1に示したモデル、すなわち、



(注) はねと並列のダッシュ・ボルトは図中には省略されている。

埋設(根入れ)深さL

$K_H$  ブロック底面に作用する水平ばねのばね係数

$K_R$  ブロック底面に作用する回転ばねのばね係数

$k_S$  ブロック埋設(根入れ)部の単位厚さ当りに作用する水平ばねのばね係数

$K_{RS}$  ブロック埋設(根入れ)部に作用する回転ばねのばね係数

$K_{HS} = L \cdot k_S$

図5.1.1 根入れされた基礎のモデル化

基礎を支える地盤を「ばねとダッシュポット」でモデル化する方法が採用できる。また、変電機器の動特性を耐震設計という観点からまとめるためには、地盤・基礎・機器の特性をパラメーターにした数多くの検討が必要となるが、そのためにも図 5. 1. 1 のモデルを採用すると便利である。以下にそのモデル化法を第 4 章の結果を踏えて述べる。

#### (1) 基礎底面で接する地盤のモデル

地盤に発生しているひずみ量が微小で弾性域と考えられる場合には、表 5. 1. 1<sup>1)~4)</sup>に示した半無限弾性体理論より得られた解を使用する。ひずみ量が大きくなると、地盤ばねに非線形特性が発生するが、その非線形特性は、起振実験を行なって得られる地盤ばね係数～基礎応答変位関係を第 4 章での検討結果に従って、次式で表示し使用する。

$$\left. \begin{aligned} \text{水平ばね係数 } K_H &= (A \cdot A_0)^{\frac{1}{2}} \cdot k_{H0} \\ \text{回転ばね係数 } K_R &= \frac{1}{12} a^2 (A \cdot A_0)^{\frac{1}{2}} \cdot k_{V0} \end{aligned} \right\} \quad (5. 1. 1)$$

$$\text{ここに } k_{H0} = p_1 \{Y_{B0}\}^{q_1}, \quad Y_B = \left(\frac{A_0}{A}\right)^{\frac{1}{2}} Y_{B0}$$

$$k_{V0} = p_2 \theta_0^{q_2}, \quad \theta = \theta_0$$

$A_0$  : 実験で使用了基礎の底面積

$A$  : 実基礎底面積 ( $a$  : 基礎幅)

$Y_{B0}, \theta_0$  : 実験で使用了基礎の底面位置変位と基礎回転角

$Y_B, \theta$  : 実基礎の底面位置変位と基礎回転角

$p_1, q_1, p_2, q_2$  : 実験定数

第 4 章で得られた非線形特性が図 5. 1. 2 に示されている。

減衰特性については、地下逸散減衰 (表 5. 1. 1) を考慮することにした。

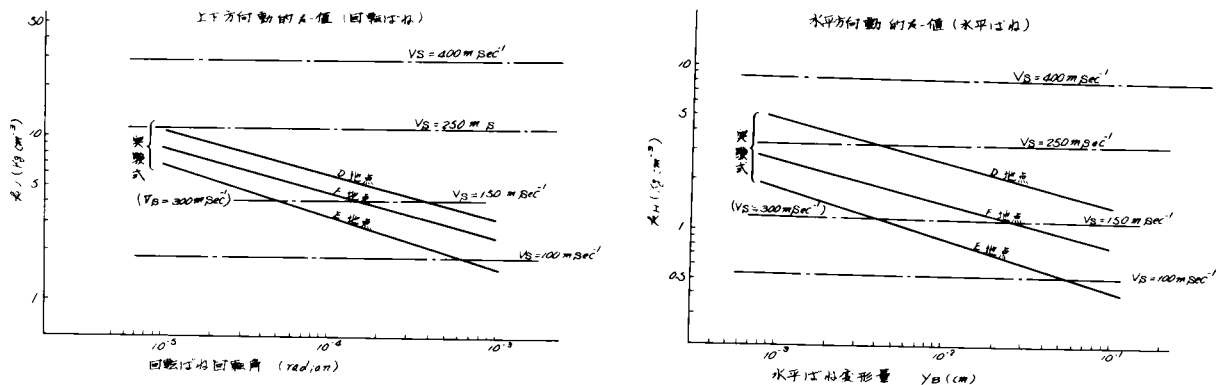


図 5. 1. 2 地盤ばね係数の実測例 (基礎接地面積  $600 \text{ cm} \times 1180 \text{ cm}$  に修正された値)

#### (2) 根入れ効果

基礎はかならず根入れされるが、その効果については一般に無視されることが多い。しかし、第 4 章での検討結果に従い、根入れ効果は明らかに認められるため、Novak の式<sup>6)</sup>を用いて評価することにした。表 5. 1. 2 に解を示す。図 5. 1. 3 には、根入れ比  $0.1$  ( $\delta = \frac{L}{r}$ ,  $L$  : 根入れ深さ,  $r$  = 基礎の等価半径) の場合の結果が示されている。この図では、根入れ効果を、式 (4. 3. 10) で示した基礎底面作用ばね係数 ( $K_H, K_R$ ) に対する根入れ部作用ばね係数 ( $K_{HS}, K_{RS}$ ) の比として示されている。この図より、根入れ比  $\delta$   $0.1$  の場合、ポアソン比  $0.25$  とすれば  $K_{HS}/K_H$  は  $0.08$ ,  $K_{RS}/K_R$  は  $0.13$  となり、等価半径の  $1$  割根入れすることにより両ばね係数とも  $1$  割程度増加することになる。

表 5.1.1 半無限弾性体理論から求めたばね係数・減衰係数・付加質量

(i) ばね係数

円形断面の場合

接地方向 振動形態	剛板分布	均等分布 三角分布	放物線分布
上下動 ( $K_V$ )	$\frac{4r_0\rho V_S^2}{1-\nu}$	$\frac{\pi r_0\rho V_S^2}{1-\nu}$	$\frac{3\pi r_0\rho V_S^2}{4(1-\nu)}$
水平動 ( $K_H$ )	$\frac{8r_0\rho V_S^2}{2-\nu}$ $\frac{32(1-\nu)}{7-8\nu} r_0\rho V_S^2 *$	$\frac{2\pi r_0\rho V_S^2}{2-\nu}$	$\frac{3\pi r_0\rho V_S^2}{2(2-\nu)}$
回転動 ( $K_R$ )	$\frac{8r_0^3\rho V_S^2}{3(1-\nu)}$	$\frac{\pi r_0^3\rho V_S^2}{2(1-\nu)}$	$\frac{\pi r_0^3\rho V_S^2}{4(1-\nu)}$

(注) \* : Bycroft による解で中心と周辺変位の平均値に  
対するばね定数

$r_0$ : 半径,  $V_S$ : S波速度,  $\rho$ : 地盤密度,  $\nu$ : ポア  
ソン比

(ii) 減衰係数, 減衰定数

減衰定数 ( $h_H, h_R$ )

$$C_H = 2\sqrt{K_H \cdot M_0} \cdot h_H$$

$$C_R = 2\sqrt{K_R \cdot I_\phi} \cdot h_R$$

接地方向 振動形態	剛板分布	一様分布	備考
水平 振動 $h_H$	Ha11	$0.288/\sqrt{Bx}$	Bycroft の式より 誘導ポアソン比は任 意 $1.5 > \nu > 0$
	田治見	$0.280/\sqrt{Bx+0.120}$	ポアソン比 = $\frac{1}{2}$
	田治見	$0.286/\sqrt{Bx+0.120}$	ポアソン比 = $\frac{1}{3}$
回転 振動 $h_R$	Ha11	$0.15/(1+B\theta)\sqrt{B\theta}$	$B\theta > 0.2$
	田治見	$0.0736a_0^2/\sqrt{B\theta+0.171}$	ポアソン比 = $\frac{1}{2}$
	田治見	$0.0581a_0^2/\sqrt{B\theta+0.146}$	ポアソン比 = $\frac{1}{3}$

(注) ①  $Bx, B\theta$  は Ha11 の提案に従い次式を採用した。

$$Bx = \frac{7-8\nu}{32(1-\nu)} \frac{M_0}{\rho r_0^3} \quad \text{ただし 等価半径 } r_0 = \sqrt{\frac{ab}{\pi}}$$

$$B\theta = \frac{3(1-\nu)}{8} \frac{I_\phi}{\rho r_0^5} \quad \text{ただし 等価半径 } r_0 = \sqrt{\frac{a^3b}{3\pi}}$$

ここに  $a, b$ : それぞれ接地面積の幅と奥行 (長方形の場合)  
 $\nu$ : ポアソン比

$M_0, I_\phi$ : 基礎質量と基礎の底面中心軸回り慣性 2 次モーメント

②  $a_0$ : 無次元振動数  $r_0\omega/V_S$

③ 田治見の式は, 上式の形に変換した

④  $a_0 < 2.0$  に適用

(iii) 付加質量

接地方向 振動モード	一様分布 (回転: 三角形分布)	剛板分布
上下	$\frac{\pi}{12} \frac{\Gamma_1^2}{1-\nu} r_0^3$	$\frac{4}{1-\nu} (\frac{4}{\pi^2} - \frac{1}{4}) \Gamma_1^2 r_0^3$
水平	$\frac{\pi}{6} \frac{\Gamma_2^2}{1-\nu} r_0^3$	$\frac{8}{2-\nu} (\frac{4}{\pi^2} - \frac{1}{4}) \Gamma_2^2 r_0^3$
回転	$\frac{\pi}{12} \frac{\Gamma_1^2}{1-\nu} r_0^5$	$\frac{2}{3} \frac{\Gamma_1^2}{1-\nu} r_0^5$

矩形断面の場合 (Barkan の式): 等分布荷重と平均変

位より求められた解

$$K_H = \frac{\pi \rho V_S^2}{(1-\nu) \beta_H} \sqrt{\frac{A}{\eta}}$$

$$K_R = \frac{\pi \rho V_S^2}{6(1-\nu) \beta_R} \frac{A}{\eta} \sqrt{\frac{A}{\eta}}$$

ここに  $A$ : 接地面積 (幅  $a$  × 奥行  $b$ ),  $\rho$ : 地盤密度

$V_S$ : 地盤 S 波速度,  $\eta = b/a$

$\nu$ : ポアソン比

$$\beta_H = \frac{1}{\eta} \sinh^{-1} \eta + \sinh^{-1} \frac{1}{\eta} - \frac{1}{3} \left[ \frac{1}{\eta^2} \right. \\ \left. (\sqrt{1+\eta^2}-1) + \sqrt{1+\eta^2} - \eta \right] \\ + \frac{\nu}{1-\nu} \left\{ \frac{1}{\eta} \sinh^{-1} \frac{1}{\eta} + \frac{1}{3} [\sqrt{1+\eta^2} - \eta \right. \\ \left. - \frac{2}{\eta^2} (\sqrt{1+\eta^2}-1)] \right\}$$

$$\beta_H = \ln \frac{\sqrt{4\eta^2+1}+1}{\sqrt{4\eta^2+1}-1} + \frac{1}{2\eta^2} (\sqrt{4\eta^2+1}-1)$$

減衰係数

田 治 見		Hsieh		Lysmer Hall
振動 形態	ポアソン比 剛板分布	均等分布 三角分布	ポアソン比 剛板分布	剛板分布
上下動 C <sub>V</sub>	1/2 205 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	126 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	1/2 220 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	1082 1-ν ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup> (0<ν<1)
	7/16 177 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	109 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	1/4 140 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	
	1/3 147 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	091 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	0 105 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	
水平動 C <sub>H</sub>	1/2 095 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	058 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	1/2 089 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	5857(1-ν) ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup> 7-8ν (0≥ν≥1.5)
	7/16 087 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	054 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	1/4 080 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	
	1/3 087 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	055 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	0 077 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup>	
回転動 C <sub>R</sub>	1/2 —	063 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup> a <sup>2</sup>	—	—
	7/16 —	048 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup> a <sup>2</sup>	0 04 ρV <sub>S</sub> r <sub>0</sub> <sup>4</sup> a <sup>2</sup>	—
	1/3 —	035 ρV <sub>S</sub> πr <sub>0</sub> <sup>2</sup> a <sup>2</sup>	—	—

(注) Hsieh の解を均等分布, 放物線分布に適用するとき  $r_0$  として,  
それぞれ 0.7  $r_0, 0.59 r_0$

$a_0 = \frac{r_0 \omega}{V_S}$ : 無次元振動数,  $\nu$ : ポアソン比,  $r_0$ : 等価半径,  $V_S$ :  
S 波速度

$\rho$ : 地盤密度

ここに  $\Gamma_1, \Gamma_2$  は参考文献 1) 参照

ただし 近似値として次表を使用できる。

項目	0			1		
	1/2	7/16	1/3	1/2	7/16	1/3
$\Gamma_1$	1.33	1.26	1.21	1.26	1.23	1.21
$\Gamma_2$	0.88	0.86	0.91	0.87	0.84	0.92

表 5.1.2 根入れ部のばね係数と減衰係数

振動形態	ポアソン比	近 似 式	適用範囲
水平振動	0	$0.2328 a_0 + 3.609 a_0 / (a_0 + 0.06159)$ $150.3 a_0 - 3630 a_0^2 + 3948 a_0^3 - 1934 a_0^4 + 3488 a_0^5$	$0.2 \leq a_0 \leq 15$ $0 \leq a_0 \leq 0.2$
	0.25	$2.474 + 4.119 a_0 - 4.320 a_0^2 + 2.057 a_0^3 - 0.362 a_0^4$ $-1.468 \sqrt{a_0} + 5.662 \sqrt[4]{a_0}$	$0.2 \leq a_0 \leq 20$ $0 \leq a_0 \leq 0.2$
	$Su_1$	$2.824 + 4.776 a_0 - 5.539 a_0^2 + 2.445 a_0^3 - 0.394 a_0^4$ $-1.796 \sqrt{a_0} + 6.539 \sqrt[4]{a_0}$	$0.2 \leq a_0 \leq 20$ $0 \leq a_0 \leq 0.2$
回転振動 $S\varphi_1$	任意	$3.142 - 0.4215 a_0 - 4.209 a_0^2 + 7.165 a_0^3 - 4.667 a_0^4$ $+ 1.093 a_0^5$	$0 \leq a_0 \leq 15$

振動形態	ポアソン比	近 似 式	適用振動数範囲
水平振動	0	$7.334 a_0 + \frac{0.8652 a_0}{a_0 + 0.00874}$	$0 \leq a_0 \leq 1.5$
	0.25	$0.83 a_0 + \frac{41.59 a_0}{3.90 + a_0}$	
	$Su_2$	$0.96 a_0 + \frac{56.55 a_0}{4.68 + a_0}$	
回転振動 $S\varphi_2$	任意	$0.0144 a_0 + 5.263 a_0^2 - 4.177 a_0^3$ $+ 1.643 a_0^4 - 0.2542 a_0^5$	$0 \leq a_0 \leq 1.5$

$K_{HS}, K_{RS}$  は、次式により求める。

水平振動の場合  $K_{HS} = L \cdot G_S \cdot Su_1$  (1)

回転振動の場合  $K_{RS} = L \cdot G_S \cdot r_0^2 \cdot S\varphi_1$  (2)

$C_{HS}, C_{RS}$  は、次式により求める。

水平振動の場合  $C_{HS} = L \cdot G_S \cdot Su_2 / \omega$  (1)

回転振動の場合  $C_{RS} = L \cdot G_S \cdot r_0^2 \cdot S\varphi_2 / \omega$  (2)

ここに  $L$  : 根入れ深さ

$\omega$  : 円振動数 ( $= 2\pi f$ ,  $f$  : 振動数 (Hz))

$a_0$  : 無次元振動数 ( $= r_0 \omega / V_S$ )

$r_0$  : 基礎等価半径

$G_S$  : 地盤せん断弾性係数 ( $= \rho_S V_S^2$ )

$V_S$  : 地盤 S 波速度

$\rho_S$  : 地盤密度

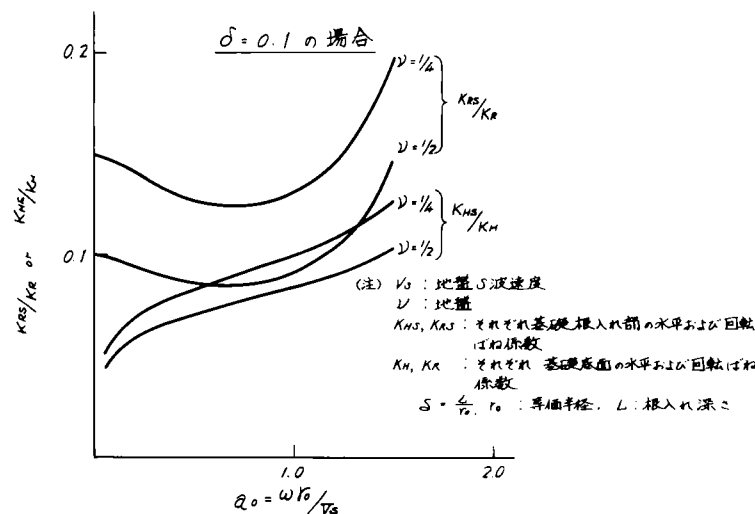
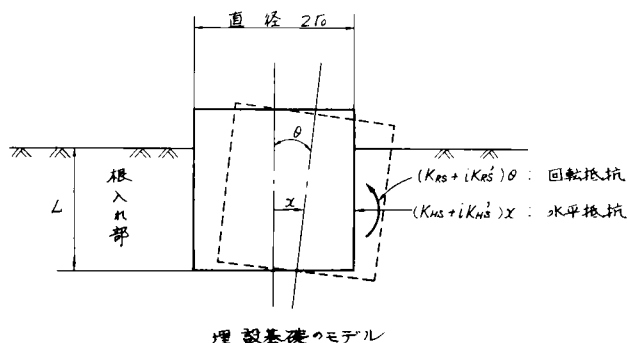


図 5.1.3  $K_{HS}/K_H, K_{RS}/K_R$  と無次元振動数  $a_0$  との関係



## 5.1.2 基礎と機器のモデル

基礎・地盤系の存在により変電機器の応答特性がどのように影響されるかを検討し、その成果を耐震設計に取り入れることを目的としているため、基礎と機器のモデルは、第2章で指摘した特徴が最小限再現できる簡略なモデルとした。

### (1) 基礎モデル

変電機器基礎は、扁平な直方体、ないしは、その近似形状からなっている。その上面には変電機器を据付けるための架台が取り付けられる場合が多い。この架台はトラス構造の場合が多く機器に比べ剛性が著しく高いため、基礎と一体となり挙動すると考え、図5.1.4に示したようなモデル化を行なった。

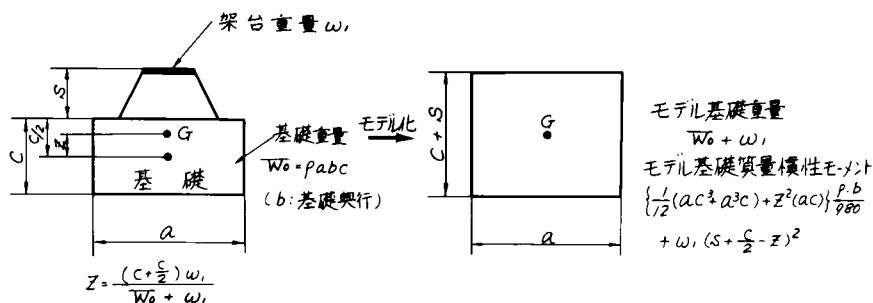


図 5.1.4 基礎の数値モデル

### (2) 変電機器モデル

変電機器は非常に複雑な形状をしているものもあるが、機器の応答特性の検討に主眼を置くという立場から、耐震上問題となる一次共振振動数付近の動特性が再現できるモデルを採用した。したがって、一次共振振動数およびその減衰定数の再現できる1質点モデルを主に用いることにした。また、その場合の減衰定数は変電機器の代表的な値である5%を採用した。図5.1.5に空気しゃ断器の場合の多質点モデルと1質点モデルの例が示されている。

変圧器の場合、変圧器本体は剛体と考えられること、変圧器の耐震上の弱点はブッシングにあることから、変圧器本体と基礎を一体と考えた図5.1.6のモデルを採用した。

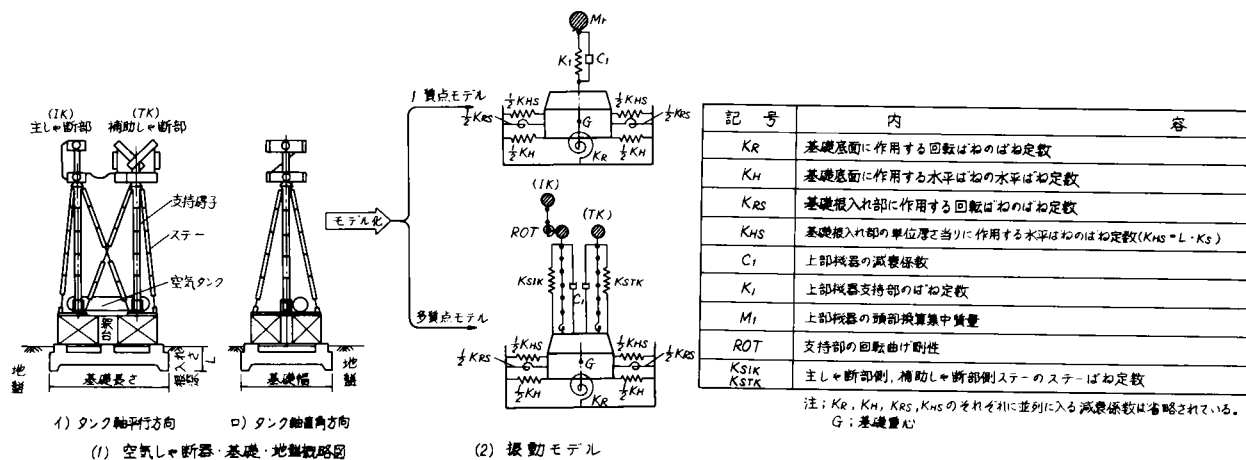


図 5.1.5 機器・基礎・地盤系モデル

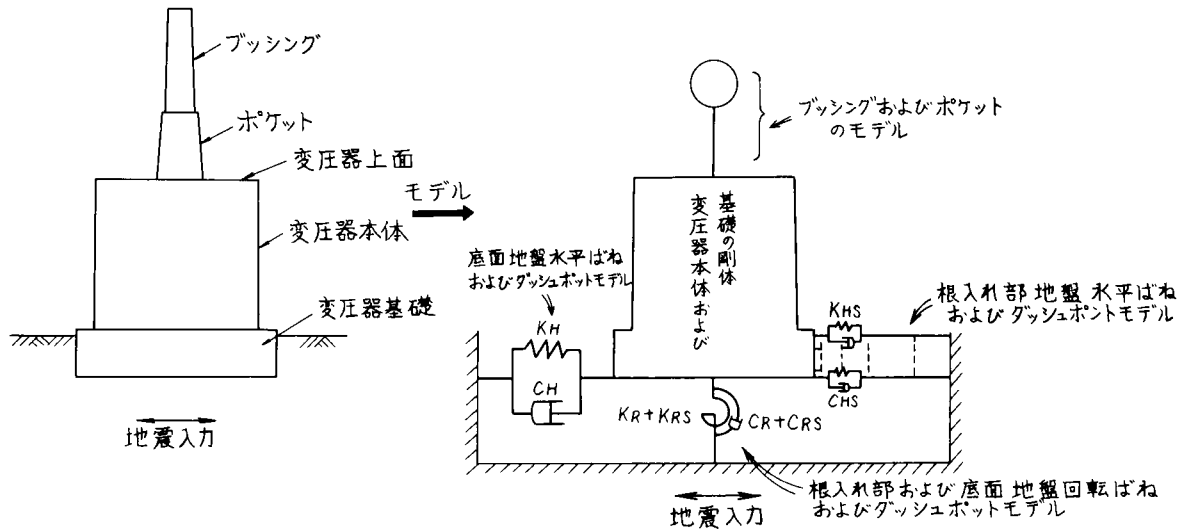


図 5.1.6 変圧器・基礎・地盤系モデル

### 5.1.3 解析モデル

以上の結果得られる解析モデルが図 5.1.7 に示されている。この図に従えば運動方程式は次式となる。

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -\ddot{y} [M] \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (5.1.2)$$

$$\text{ここに } [M] = \begin{Bmatrix} M_1 & 0 & 0 \\ 0 & M_0 & 0 \\ 0 & 0 & I_G \end{Bmatrix}$$

$$[C] = \begin{Bmatrix} C_1 & -C_1 & -C_1 l_1 \\ -C_1 & C_1 + C_H + C_{HS} & -C_{HS}(\ell_0 - \frac{L}{2}) - C_H \ell_0 + C_1 l_1 \\ -C_1 l_1 & -C_{HS}(\ell_0 - \frac{L}{2}) - C_H \ell_0 + C_1 l_1 & C_R + C_{RS} + C_{HS}(\frac{L^2}{3} - L\ell_0 + \ell_0^2) + C_H \ell_0^2 + C_1 l_1^2 \end{Bmatrix}$$

$$[K] = \begin{Bmatrix} K & -K_1 & -K_1 l_1 \\ -K_1 & K_1 + K_H + K_{HS} & -K_{HS}(\ell_0 - \frac{L}{2}) - K_H \ell_0 + K_1 l_1 \\ -K_1 l_1 & -K_{HS}(\ell_0 - \frac{L}{2}) - K_H \ell_0 + K_1 l_1 & K_R + K_{RS} + K_{HS}(\frac{L^2}{3} - L\ell_0 + \ell_0^2) + K_H \ell_0^2 + K_1 l_1^2 \end{Bmatrix}$$

ここに  $K_H, K_R, K_{HS}, K_{RS}$  : 地盤のばね係数

$C_H, C_R, C_{HS}, C_{RS}$  : 地盤の減衰係数

Suffix Hは水平ばね, Suffix Rは回転ばね, Suffix Sは基礎側面の意味

$M_1$  : 機器本体質量

$M_0$  : 基礎・架台質量

$I_G$  : 基礎・架台重心軸回り質量慣性モーメント

$C_1$  : 機器減衰係数

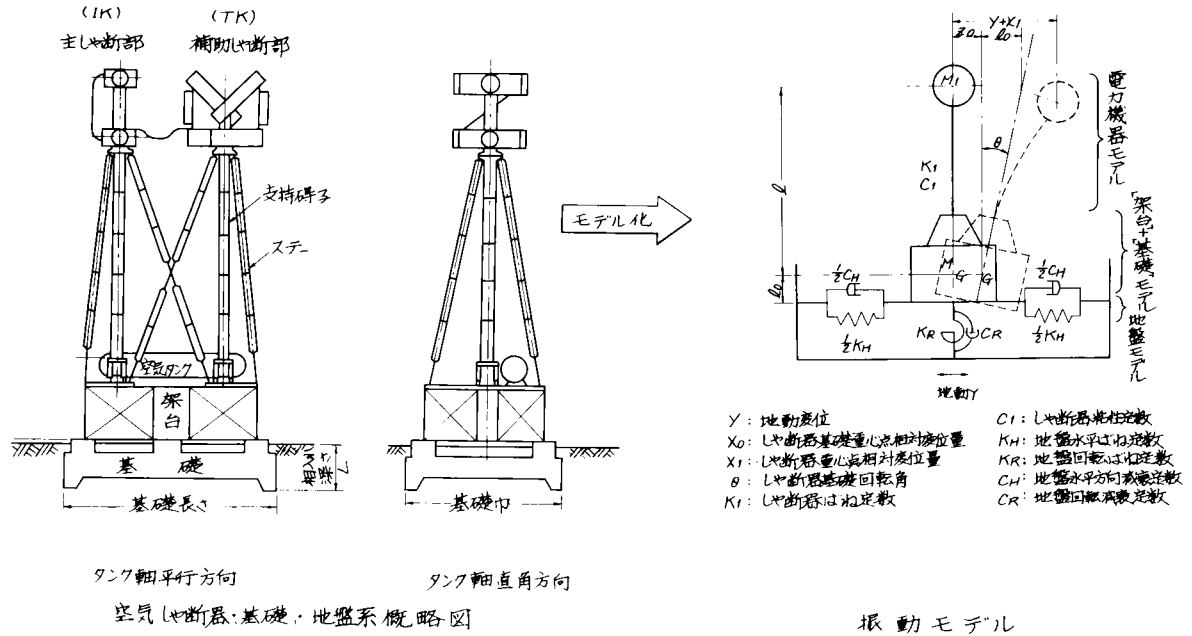
$K_1$  : 機器ばね係数

$\ell_0$  : 基礎底面・重心間距離

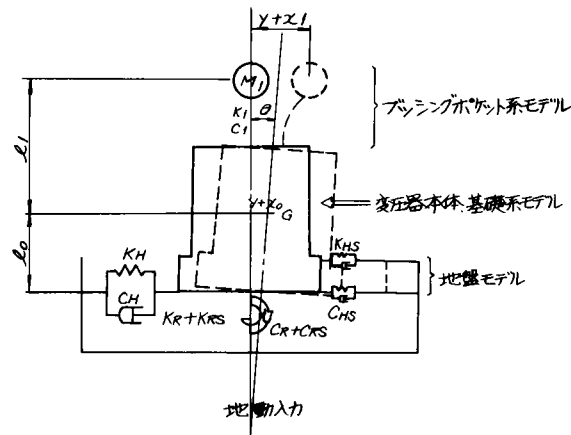
$\ell_1$  : 機器重心・基礎重心間距離

$L$  : 基礎根入れ深さ

$\ddot{y}$  : 地動加速度



(i) 変電機器・基礎・地盤系モデル



(ii) 変圧器・基礎・地盤系モデル

図 5.1.7 解析モデル

Cマトリックスのうち地盤による減衰性を表わす要素については、根入れ部の評価が困難なため、基礎底面に作用する減衰係数( $C_H$ ,  $C_R$ )に含めて評価することとした。すなわち、従来から用いられてきた減衰定数、ないしは、実験の結果得られた値を用いることにした。したがって、Cマトリックスは次の簡略式となる。

$$[C] = \begin{bmatrix} C_1 & -C_1 & -C_1 \ell_1 \\ -C_1 & C_H + C_1 & C_1 \ell_1 - C_H \ell_0 \\ -C_1 \ell_1 & C_1 \ell - C_H \ell_0 & C_R + C_H \ell_0^2 + C_1 \ell_1^2 \end{bmatrix} \quad (5.1.3)$$

なお、式(5.1.2)の解法として、直接積分法を用いる。地盤ばね係数として式(5.1.1)の非線形特性を考えると  
 には、計算時間刻みを $\frac{1}{1000}$ 秒とした。

なお、変圧器ブッシングの解析時には、式(5.1.2)中の各記号は次のようになる。

$$M_0 = \text{基礎質量}(M_B) + \text{変圧器本体質量}(M_T) \quad (5.1.4)$$

$$I_G = I_G^B + X_G^2 \cdot M_B + I_G^T + (X_G^T + \frac{C}{2} - X_G)^2 \cdot M_T$$

$I_G^B$  : 基礎の基礎重心軸回りの質量慣性モーメント  
 $I_G^T$  : 基礎上面と変圧器本体重心間距離  
 $X_G^T$  : 変圧器本体の変圧器本体重心軸回りの質量慣性モーメント  
 $C$  : 基礎高さ  
 $X_G$  : 基礎重心と変圧器本体・基礎系の重心間距離  
 $M_1$  : ブッシング・ポケット系の質量  
 $l_1$  : ブッシング・ポケット系重心～変圧器本体・基礎系重心間距離  
 $l_0$  : 基礎底面～変圧器本体・基礎系重心間距離  
 $L$  : 基礎根入れ深さ  
 $C_1$  : 減衰係数(ブッシング・ポケット系)  
 $K_1$  : ばね係数(ブッシング・ポケット系)

解析時の基礎の動的挙動から①地盤支持力、②基礎の滑動、③転倒についても一部検討した。検討にあたっては次のような基準を用いた。

#### ① 支持力

地震時に、基礎はロッキング振動をする。そのため基礎縁部付近には繰り返し集中応力が発生し、地盤の破壊や不同沈下の生じる可能性がある。ロッキング振動時の接地圧分布については、土圧計による実測の結果、三角形分布で近似できることがわかっているため、最大接地圧と地盤の許容応力との比較から安全率を次式で定義する。

$$\text{安全率} \quad F \cdot S_R = \sigma_{all} / (\sigma_v + \sigma_s) \quad (5.1.5)$$

ここに  $\sigma_s$  : 機器・基礎の自重による接地圧

$$\sigma_v = k_v \cdot \frac{a}{2} \cdot \theta_{max}$$

$k_v$  : 上下方向k値

$a$  : 基礎幅

$\theta_{max}$  : 最大回転角

$\sigma_{all}$  : 地盤の許容支持応力

#### ② 滑動

基礎は、地震動により基礎および機器に生じる慣性力のため滑動しようとする。この滑動しようとする力(滑動力)に対し、基礎底面および周囲の地盤が抵抗する。

滑動力に対する地盤の抵抗力として次の要因が考えられる。

- (i) 基礎底面での摩擦抵抗力
- (ii) 基礎前面地盤の受動抵抗力
- (iii) 基礎側面地盤との摩擦抵抗力

上述のうち、(i)(ii)が主であると考えられるため、次式で滑動抵抗力 $F_R$ を定義する。

$$F_R = f \cdot W + \left( \frac{1}{2} \gamma L^2 N \varphi + 2 C_c L \sqrt{N \varphi} \right) \cdot b \quad (5.1.6)$$

ここに  $f$  : 底面の摩擦係数

$W$  : 電力機器・基礎系の自重

$\gamma$  : 地盤の単位体積重量

$N \varphi$  :  $\tan^2(45 + \varphi/2)$

$L$  : 埋設深さ

$b$  : 基礎側面長

$\varphi$  : 土の内部摩擦角

$C_c$  : 土の粘着力

滑動させようとする力は次式となる。

$$F = M_1 (\ddot{x}_1 + \ddot{y}) + M_0 (\ddot{x}_0 + \ddot{y}) \quad (5.1.7)$$

ここに  $M_1, M_0$  : それぞれ機器, 基礎質量

$\ddot{x}_1 + \ddot{y}$  : 機器重心での絶対加速度

$\ddot{x}_0 + \ddot{y}$  : 基礎重心での絶対加速度

したがって滑動に対する安全率 $F \cdot S_{SL}$ を次式で定義する。

$$F \cdot S_{SL} = F_R / F \quad (5.1.8)$$

### ③ 基礎の転倒

滑動の場合と同様、転倒現象も地震力による慣性力により誘発される。その回転させようとする転倒モーメント(OM)に対し、機器・基礎の自重と地盤からの反力(基礎埋設部地盤の受動抵抗に基づく反力)に基づく抵抗モーメント( $OM_R$ )が抵抗する。それぞれのモーメントは次式で表示できる。

$$OM_R = W \frac{a}{2} + \left( \frac{1}{6} \gamma N \varphi L^3 + C_c \sqrt{N \varphi} \cdot L^2 \right) b \quad (5.1.9)$$

$$OM = M_1 (\ddot{x}_1 + \ddot{y}) (\ell_1 + \ell_0) + M_0 (\ddot{x}_0 + \ddot{y}) \ell_0$$

$\ell_1$  = 機器重心・基礎重心間距離,  $\ell_0$  = 基礎重心・基礎底面間距離

したがって転倒に対する安全率 $F \cdot S_{OT}$ を次式で定義する。

$$F \cdot S_{OT} = OM_R / OM \quad (5.1.10)$$

## 5.2 がいし型機器の耐震設計法

がいし型変電機器は、変電機器の中でも塔状構造物(避雷器, 変流器, 計器用変圧器など)やTop-heavy構造物(しゃ断器, 断路器)と呼ばれる柔構造物である。本節では、がいし型変電機器の応答に与える基礎・地盤の影響について検討し、その結果を利用した耐震設計法の提案を行なう。

### 5.2.1 解析条件

#### (1) 検討条件

がいし型機器の動的応答特性を検討するため、次の項目をパラメータとして採用した。

##### ① 機器の共振振動数と減衰定数

② 基礎幅、高さと根入れ深さ

③ 地盤のS波速度

また、入力地震波形として共振正弦n波（n=1～4波）および4種の地震波形を採用した。検討に使用した諸条件が表5.2.1に示されている。

表 5.2.1 検 討 条 件

(i) 1質点系モデルの検討条件

検 討 項 目	パ ラ メ ー タ ー
機 器	固有振動数 (Hz) 1.8, 4.0, 6.0, 8.0, 10.0
	減衰定数 (%) 5, 15
基 礎	高 さ (cm) 30 100 220
	根入れ深さ (cm) 30 100 190
	幅 (cm) 430, 530, 630, 730, 830
	奥 行 (cm) 1030
	単位体積重量 ( $\text{ton} \cdot \text{m}^{-3}$ ) 1.91 240
地 盤 (半無限弾性体)	S波速度 (m/s) 50 100 150 250 400
	単位体積重量 ( $\text{ton} \cdot \text{m}^{-3}$ ) 1.8 1.8 1.8 1.9 1.9
	ポアソン比 0.4
	減衰定数 (%) 15
入 力 波 形	正 弦 N 波 1～4波
	地 震 波 形 El Centro 1940 NS
	Taft 1952 EW
	Olympia 1949 NS
	Golden Gate 1957 EW
入 力 加 速 度	0.3 g (g: 重力加速度)

(注) 機器として500kV 空気シャ断器を想定した。他機器への適用を計るため固有振動数を変化させ検討した。モデル定数は次のとおり。

- ・機器重量  $m_1 \text{ g (kg)} = 6250 \text{ kg}$
- ・機器重心・架台頂間距離: 774 cm
- ・架台高さ: 150 cm
- ・架台・タンク重量: 11000 kg

(ii) 多質点系モデルの検討条件

検 討 項 目	パ ラ メ ー タ ー
機 器 ABMR-500R8H	1次固有振動数 (Hz) 1.6 (4.0～5.0, 6.0, 8.0)
	減衰定数 (%) 5, 15
基 礎 500kV-ABM用	高 さ (cm) 220
	根入れ深さ (cm) 190
	幅 (cm) 430, 630 830
	奥 行 (cm) 1030
	単位体積重量 ( $\text{ton}/\text{m}^3$ ) 1.91
地 盤 (半無限弾性体)	S波速度 (m/s) 50, 100, 250
	単位体積重量 ( $\text{ton}/\text{m}^3$ ) 1.8 1.8 1.9
	減衰定数 (%) 15
入 力 波 形	共振正弦N波 1～4波
	地 震 波 形 El Centro 1940 NS
入 力 加 速 度	0.3 g

(2) 地盤ばねの非線形特性が応答に与える影響

地盤ばねの非線形特性が機器応答に与える影響を調べるため、図 5.1.2 に示した変電所地盤の非線形特性を用いた解析を実施した。図 5.2.1 には共振正弦波入力と El Centro 波形 (1940 年 NS 成分) 入力に対する応答波形の例が示されている。

図 5.2.2 には、D 地点と E 地点の非線形ばね特性を用いて求めた応答値が比較して示されている。同図中には、比較のために D 地点の 2 倍の絶対値を有する非線形ばねおよび E 地点の  $\frac{1}{2}$  倍の絶対値を有する非線形ばねを用いた応答解析結果も併記されている。なお、この解析に用いた機器モデルは同図中に示したもので、表 5.2.1 とは異なる。この図より、①機器応答は基礎幅を大きくしてもかならずしも小さくならないこと、②硬い地盤程応答は小さくなること、③根入れ効果が認められることなどがわかる。

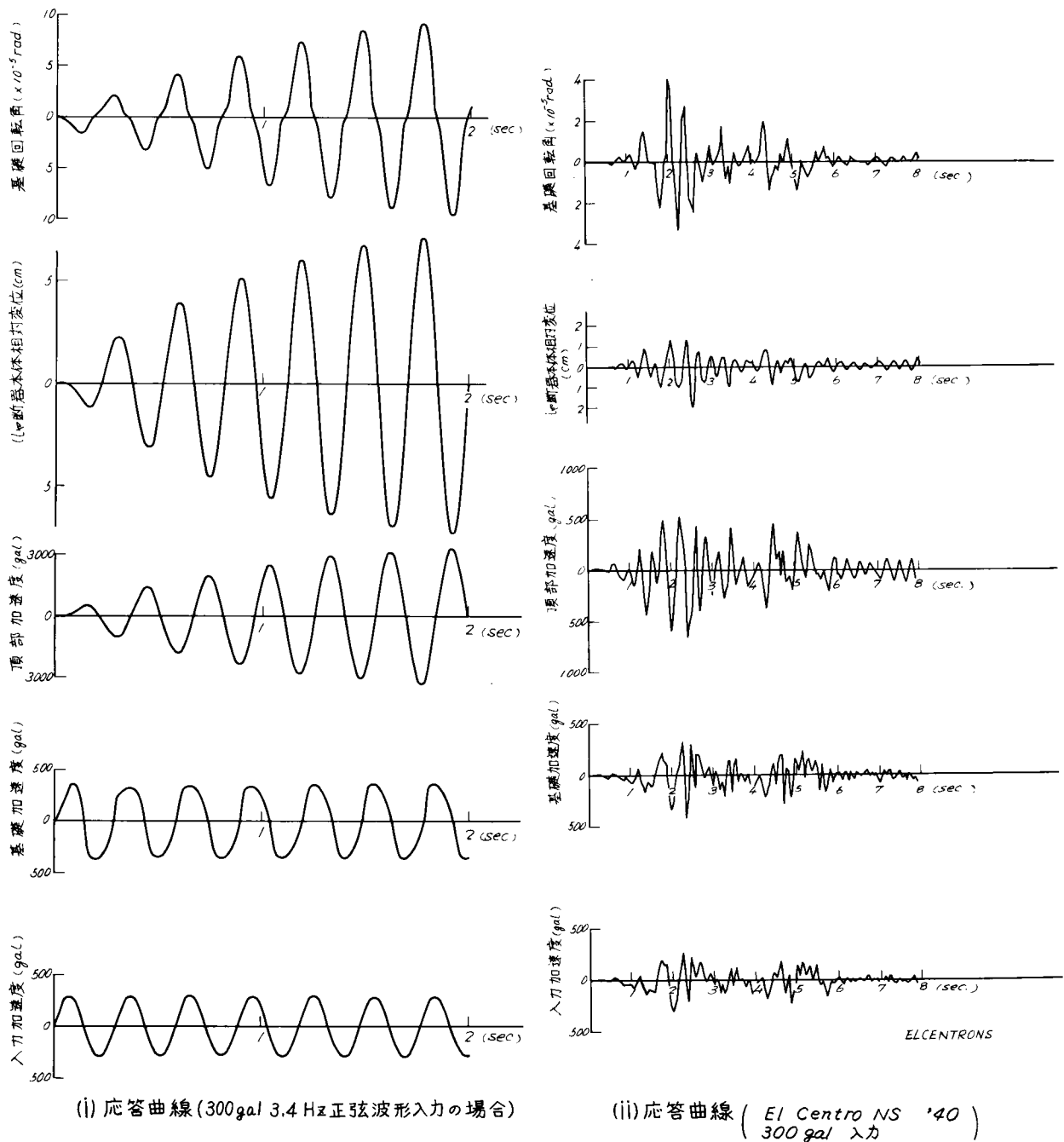
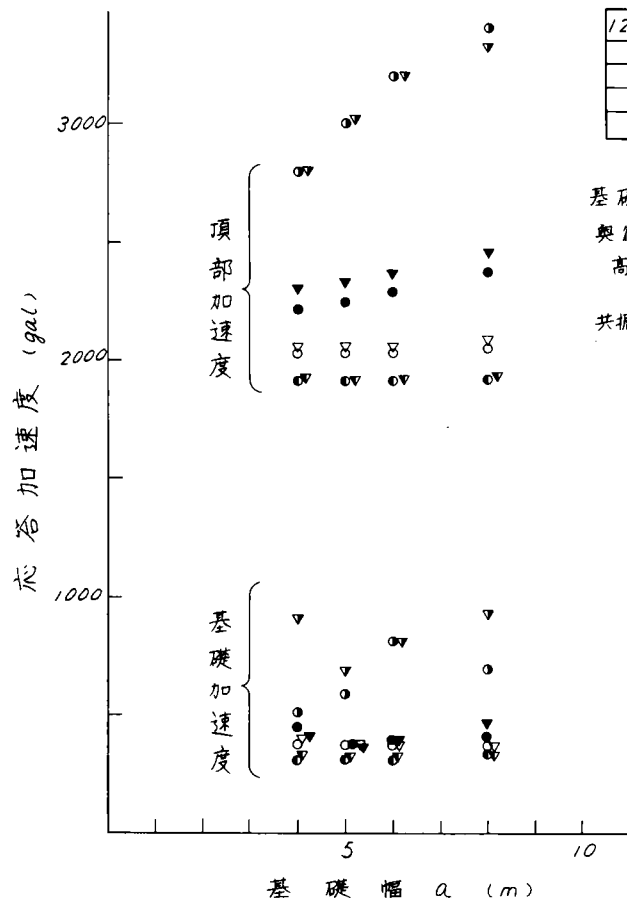


図 5.2.1 地盤ばねとして非線形ばねを使用した場合の応答波形



120cm	60cm	埋設深	位置
●	▽	D地点×2	
○	▽	D地点	
●	▽	E地点	
○	▽	E地点×1/2	

基礎寸法

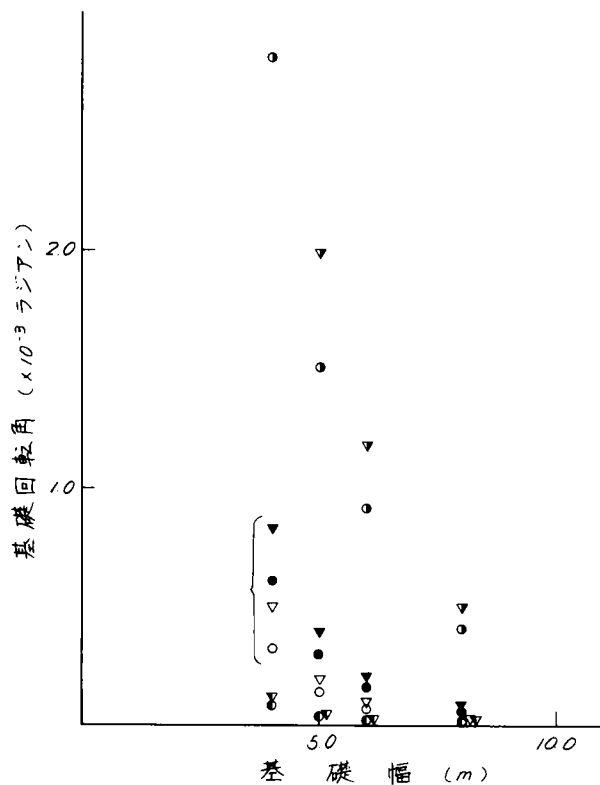
奥行 1180 cm

高 120 cm

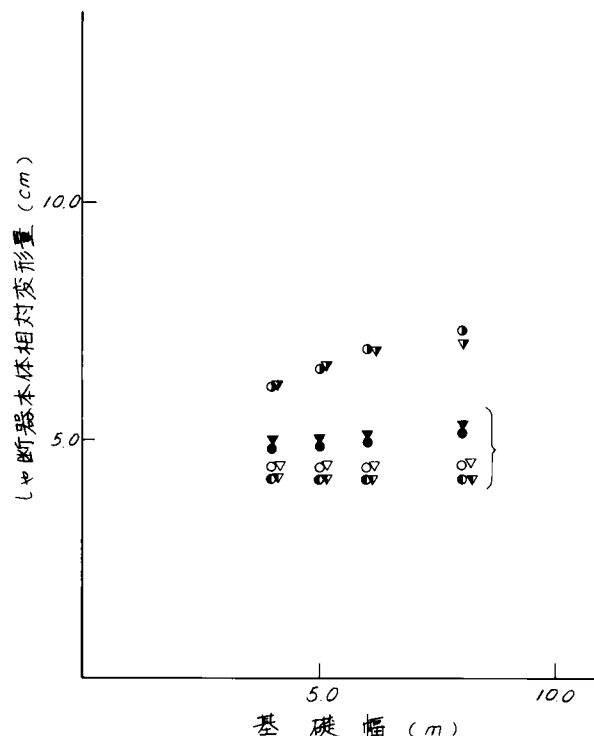
共振三波入力 (300gal)

項	目	単位	値
シヤ断器本体	重量	kg	12300
	シヤ断器 - 梁台頂間距離	cm	320
	固有振動数	Hz	5.4
	減衰定数	%	5
梁台	重量	kg	2500
	梁台高さ	cm	170
基礎単位体積重量		kg/cm <sup>3</sup>	$2.3 \times 10^{-4}$
地盤	内部摩擦角	度	25
	粘着力	kg/cm <sup>2</sup>	0
	単位体積重量	kg/cm <sup>3</sup>	$1.9 \times 10^{-3}$
	基礎底面・地盤間摩擦係数	—	0.5
	水平振動減衰定数	%	15
	回転振動減衰定数	%	15
	許容支持応力	kg/cm <sup>2</sup>	1.0

(i) 応答加速度～基礎幅関係



(ii) 基礎回転角～基礎幅関係



(iii) シヤ断器変形量～基礎幅関係

図 5.2.2 応答特性 (非線型ばねの場合)



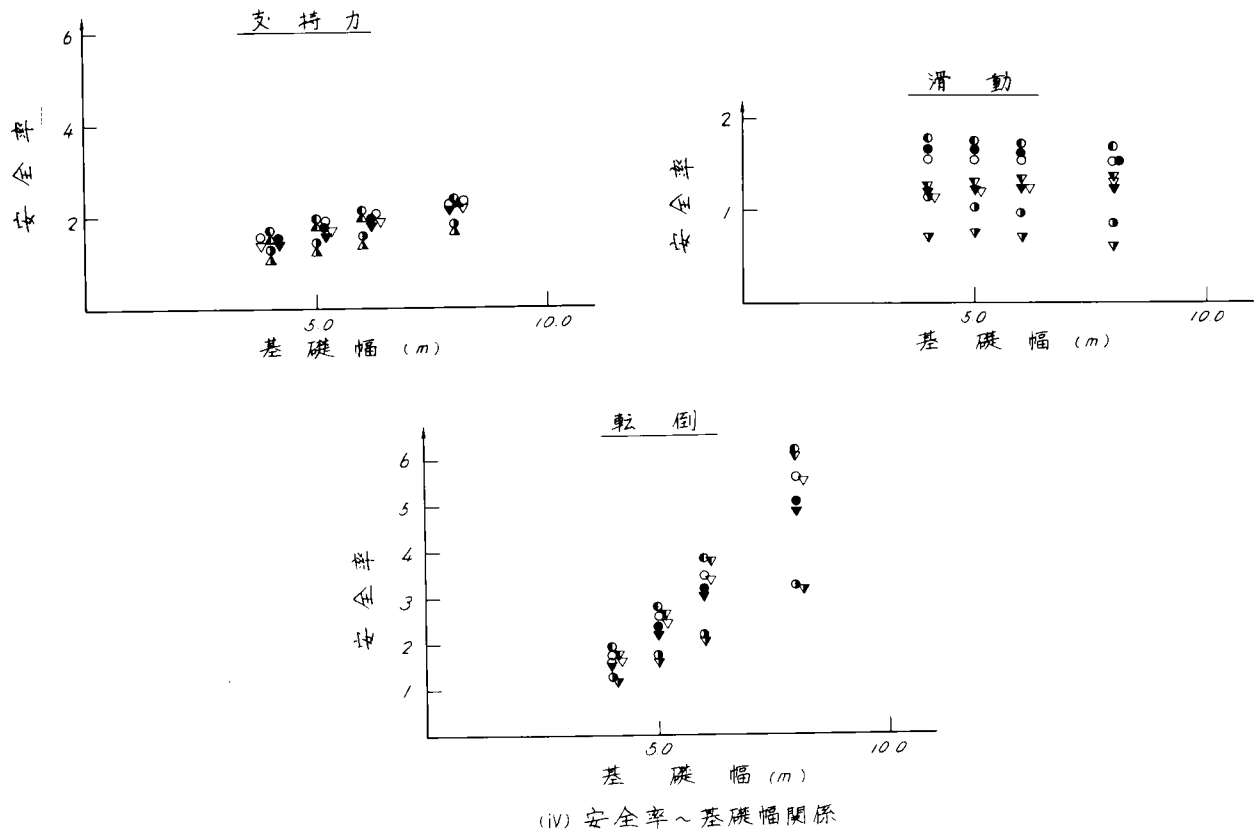


図 5.2.2 (つづき) 応答特性 (非線型ばねの場合)

設計という観点から地盤の非線型ばね特性を取り入れた解析を実施し、上述のような検討を行なうためには、事前に起振実験が必要であり、費用または解析時間の関係から困難な場合が多く、かつ、個別設計となるため、変電機器の耐震設計の基本的な考え方にも反することになる。また、解析結果を地盤条件 (例えば N 値とか S 波速度) と結び付けて考えることも困難になる。以下に、地盤の非線型ばね特性を等価な S 波速度として表現する方法について検討した。

図 5.2.3 には、地盤ばねの地盤変形量依存性として D 地点・E 地点・F 地点の実験式を用いて求めた解析結果が、地盤ばねを線型弾性と仮定して求めた結果と比較して示されている。同図中の「非線型ばね」と記された右側縦軸上の値が非線型ばね特性を用いた解析結果である。縦軸上の記号、例えば「6 E 3」の「6」は機器固有振動数 6 Hz を意味し、「E」は E 地点を、「3」は正弦 3 波入力を意味している。また、「6 E E」の後の「E」は El centro 波形入力に対する応答を示している。この図を用いて、非線型ばねを用いた解析結果と線型ばねの解析結果を比べると、表 5.2.2 の関係が得られる。この表より、非線型ばねを用いて検討した応答値と等しくするための等価な S 波速度  $V_S \cdot eq$  と S 波検層等で求めた  $V_S$  との間に次のような関係が得られる。

$$V_S \cdot eq = (0.5 \sim 0.8) \times V_S \quad (5.2.1)$$

すなわち、S 波速度  $V_S$  を低減した検討から、地盤ばねの非線型性が応答に反映できることがわかる。

S 波速度の低減率については、地盤材料である土の  $V_S$  (またはせん断弾性係数  $G$ ) のひずみ依存性についての既往の研究成果を用いて次のように考察した。図 5.2.4 には、石原<sup>7)</sup>がとりまとめた  $G$  とせん断ひずみ  $r$  の関係が示されている。図 5.2.5 には他の資料<sup>8)~12)</sup>をもとに求めた  $10^{-3}$  ひずみでの  $G$  に対する任意ひずみでの  $G$  の比とせん断ひずみ  $r$  の関係が示されている。これらの図から「所定ひずみ量での弾性係数/弾性域での弾性係数」比を求めると表 5.2.3 となる。この表から平均的なせん断弾性係数のひずみ依存性および S 波速度  $V_S$  のひずみ依存性を求めると表 5.2.4 となる。この結果に従えば、弾性域で得られた  $V_S$  (例えば弾性波探査から得られた  $V_S$ ) をそのまま採用するのではなく、

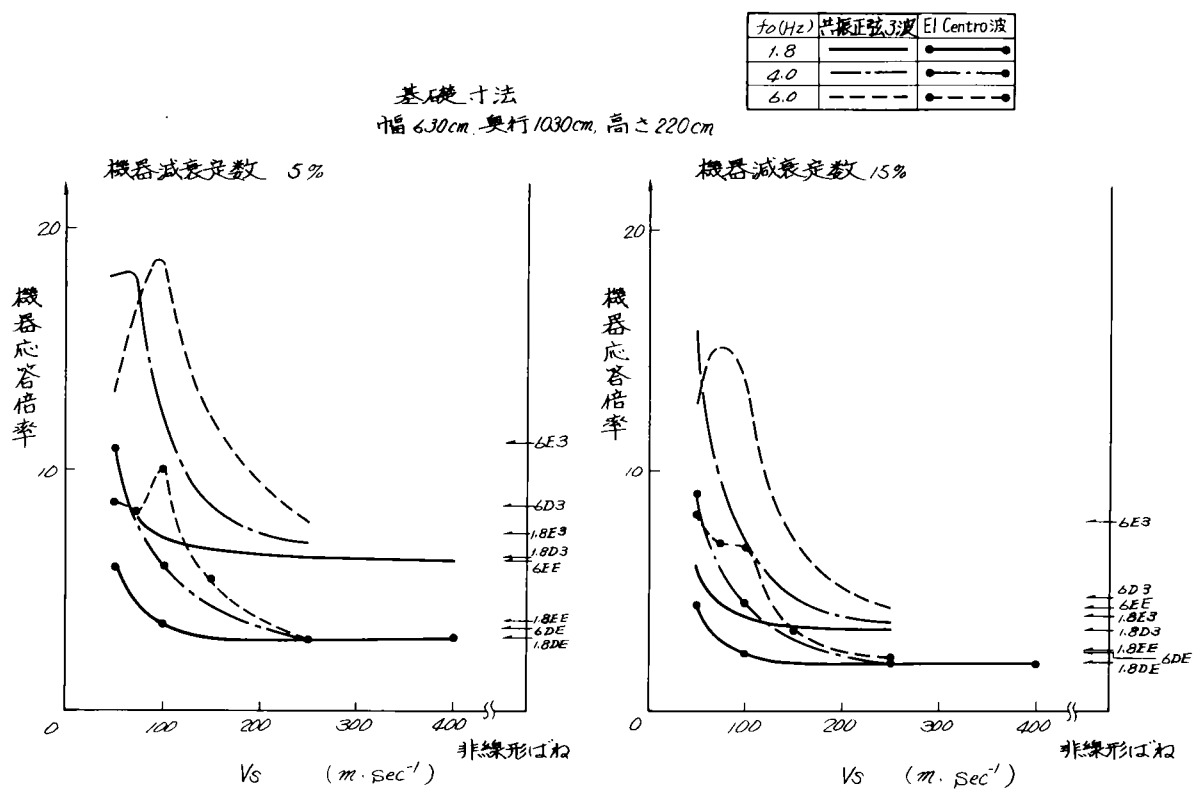


図 5.2.3 地盤ばねの非線形特性が応答に与える影響

表 5.2.2 解析結果からみた等価  $V_s$

項 目 \ 地点名	D	F	E
実 測 $V_s$ (m/s)	310 (盛土厚 18m, 盛土材良好)	(推定) 230 <sup>*1)</sup> (盛土厚 13m, 盛土材良)	(平均) 200 <sup>*2)</sup> (表層 2m: 320, 2m 以深: 130)
$f_1 = 1.8\text{Hz}$ の応答値 の等価 $V_s$ (m/s)	≒ 250	130 ~ 150	90 ~ 100
$f_1 = 6.0\text{Hz}$ の応答値 の等価 $V_s$ (m/s)	200 ~ 230	120 ~ 130	130 ~ 150

\* 1) 基礎・地盤系固有振動数(起振実験)から求めた  $V_s$  値

\* 2) 「田治見の層構造理論による補正」と「固有振動数の実験値と理論値の比較」から修正した  $V_s$  値

地震時に発生するひずみ量として  $10^{-3} \sim 10^{-4}$  strain を想定すれば,  $0.7 \sim 0.9 V_s$  程度の値を採用すればよいことになる。このような考え方は T.R.Kuesel<sup>13)</sup> や石油パイプライン技術基準<sup>14)</sup> でも提案されている。前者は砂の場合  $\frac{1}{2} V_s$ 、粘土の場合  $\frac{1}{3} V_s$  の採用を提案し、後者は  $\frac{1}{2} V_s$  を提案している。最近の解析で採用されている等価線型化法も同じ考え方に立つものである。

以上より, 等価な S 波速度  $V_s \cdot eq$  として, 地表面で 300gal 程度の地震動を対象とする変電機器の場合には,  $(0.7 \sim 0.8) \times V_s$  程度の値の採用が適当であると判断した。以降の検討では等価 S 波速度を採用し検討している。

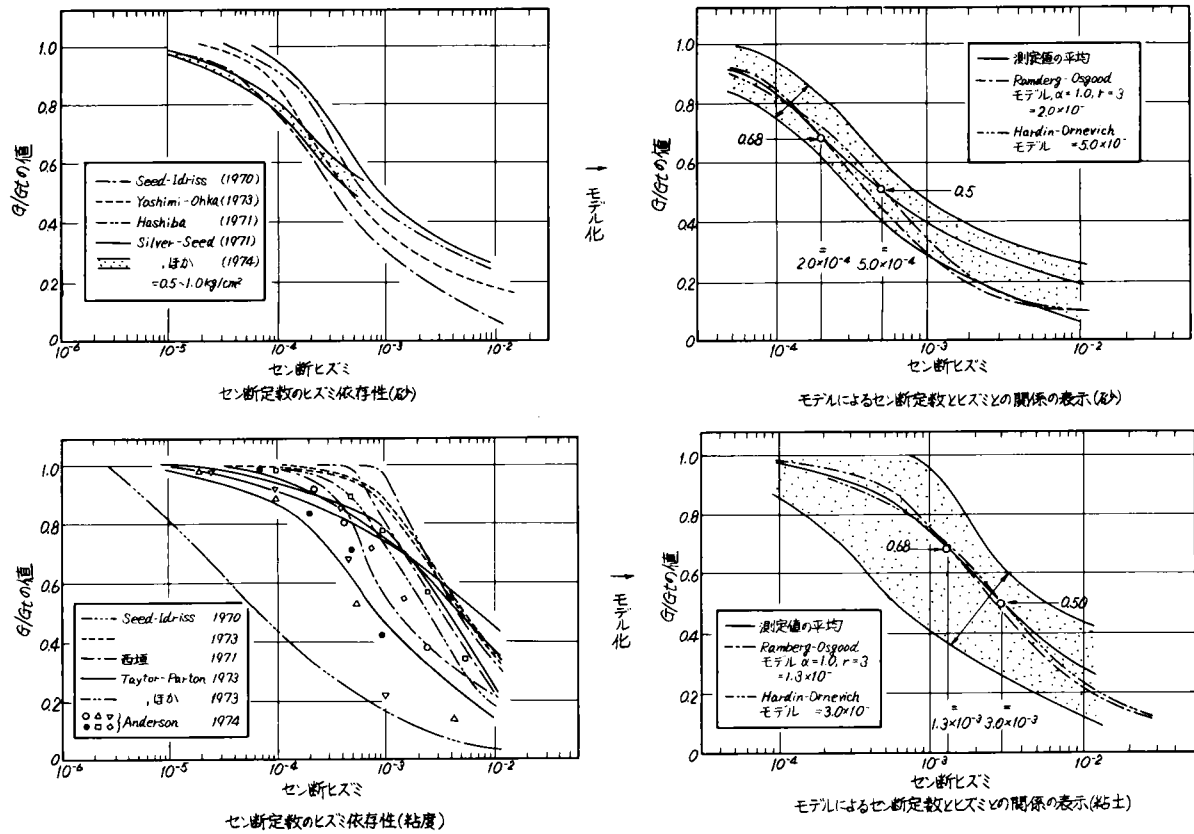


図 5. 2. 4 土のせん断弾性係数  $G$  のひずみ依存性 (拘束圧  $0.5 \text{ kg} \cdot \text{cm}^{-2} \sim 1.0 \text{ kg} \cdot \text{cm}^{-2}$ ) (石原による)<sup>7)</sup>

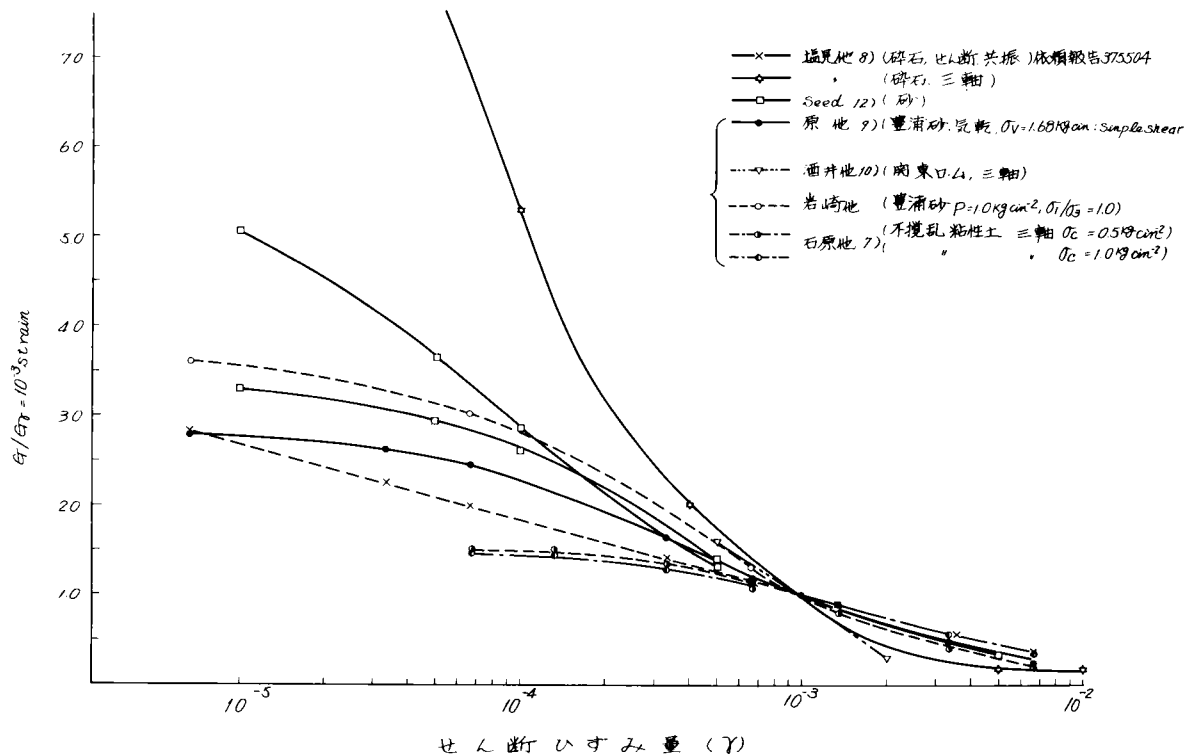


図 5. 2. 5 土のせん断弾性係数  $G$  のひずみ依存性 ( $10^{-3}$  ひずみでの値に対する比)<sup>6)</sup>

表 5.2.3 所定ひずみ量での弾性率 比～ひずみ関係  
弾性域での弾性率

(i) 砂 質 土

発生ひずみ量 提案者	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$
原 ら <sup>9)</sup>	$\approx 0.8$	$0.4 \sim 0.3$	—
岩 崎 ら <sup>11)</sup>	$\approx 0.8$	$\approx 0.3$	—
Seed ら <sup>12)</sup>	$0.8 \sim 0.6$	$0.3 \sim 0.2$	—
塩 見 ら <sup>8)</sup>	$0.7 \sim 0.6$	$0.4 \sim 0.3$	—
石 原 <sup>7)</sup>	$0.95 \sim 0.75$	$0.5 \sim 0.3$	$0.3 \sim 0.1$

(ii) 粘 性 土

発生ひずみ量 提案者	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$
Seed ら <sup>12)</sup>	$\approx 1.0$	$\approx 0.8$	$0.5 \sim 0.4$
石 原 <sup>7)</sup>	$1.0 \sim 0.85$	$0.9 \sim 0.4$	$0.45 \sim 0.1$

表 5.2.4 セン断弾性係数と S 波速度のひずみ依存性

(i) セン断弾性係数 G のひずみ依存性

ひずみ(Strain) 土質	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$
砂 質 土	$0.8 G_e$	$0.4 G_e$	$0.2 G_e$
粘 性 土	$0.9 G_e$	$0.7 G_e$	$0.3 G_e$

$G_e$  は弾性領域での値

(ii) S 波速度  $V_s$  のひずみ依存性

ひずみ(Strain) 土質	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$
砂 質 土	$0.89 V_{se}$	$0.63 V_{se}$	$0.45 V_{se}$
粘 性 土	$0.95 V_{se}$	$0.84 V_{se}$	$0.55 V_{se}$

$$V_s = (G \cdot \rho^{-1})^{1/2}$$

$V_{se}$  は弾性領域での値

(3) 機器のモデル化が応答に与える影響

変電機器のモデル化が応答特性に与える影響を調べるため、500kV 空気シャ断器を例にして、1 質点モデルと多質点モデルによる解析比較を行なった。500kV 空気シャ断器の多質点モデルに対する解析は、東京芝浦電気株式会社が実施したものである。解析モデルとしては図 5.1.5、表 5.2.1 に示したものを使用した。

図 5.2.6 には解析結果が示されている。この図より次のことがわかる。

① 機器の応答値は、1 質点系モデルの結果が多質点系モデルの結果より幾分大きく求まっているが、基礎に対する解析結果は両モデルとも等しい。

② 両モデル結果とも、基礎幅、地盤 S 波速度、入力波形等の変化に対して同じ応答特性を示す。

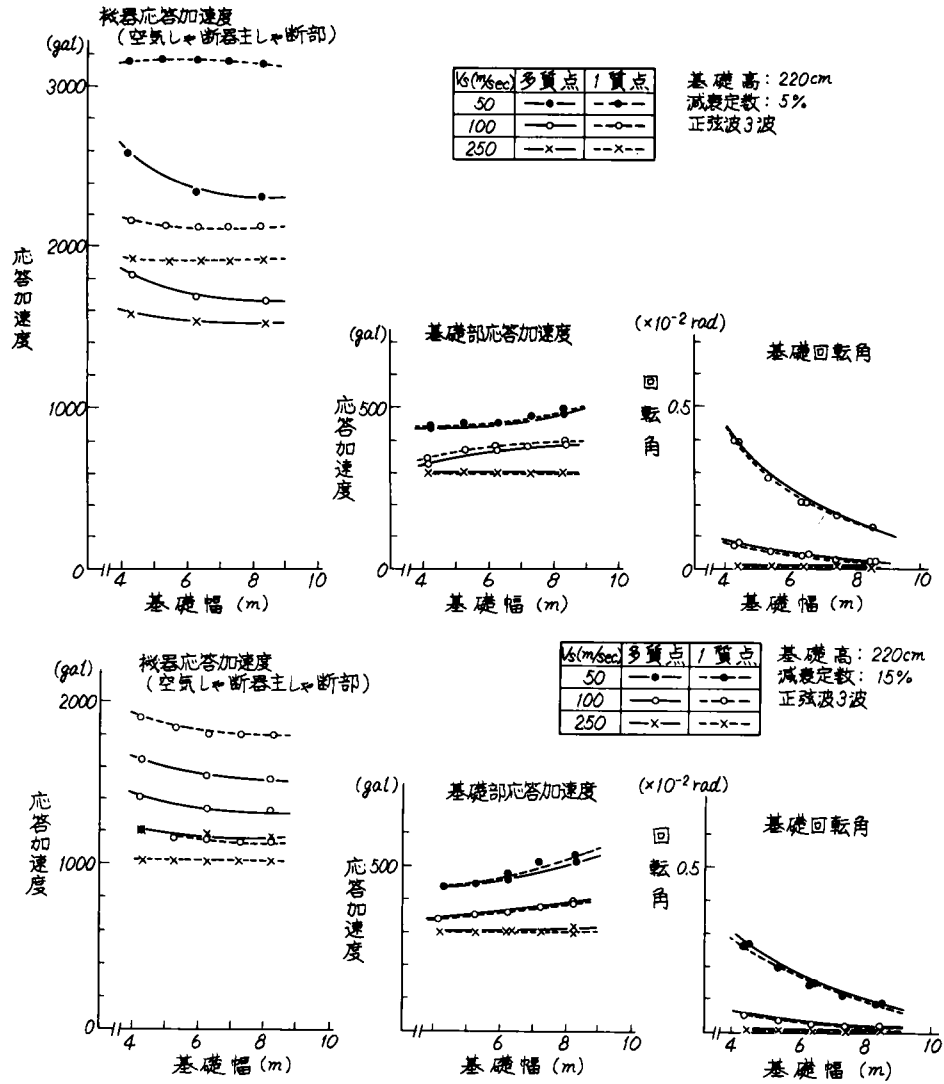
表 5.2.5 には、基礎・地盤の存在が機器応答に与える影響を調べるため、機器・基礎・地盤系として求めた応答値(A)と機器だけで求めた応答値(A)との比  $\frac{A}{A}$  が示されている。この表から、1 質点系でモデル化した場合と多質点系でモデル化した場合とで基礎の存在が応答に与える影響がおおむね等しいことがわかる。

以上より、応答特性の検討が目的であれば、機器を 1 質点系でモデル化しても十分な精度で検討できることがわかる。

## 5.2.2 応答特性

機器・基礎の応答特性は、基礎・地盤および機器の各諸特性の影響を受ける。その様子を調べるため、地盤 S 波速度 ( $V_s$ ) 100 m/s、基礎寸法幅 630 cm 奥行 1030 cm 高さ 220 cm 根入れ深さ 190 cm (基礎・地盤系固有振動数  $f_0$  は 5.9Hz となる) の場合について、機器の固有振動数  $f_1$  を 1.8Hz、4.0Hz、6.0Hz、8.0Hz、10.0Hz と変化させた検討を行なった。入力として正弦 3 波入力を用いた。その結果が図 5.2.7(i)～(vii) に示されている。この図から、次のような応答特性が認められる。

(i) 基礎幅と応答値の関係



(ii) 機器応答加速度とS波速度の関係

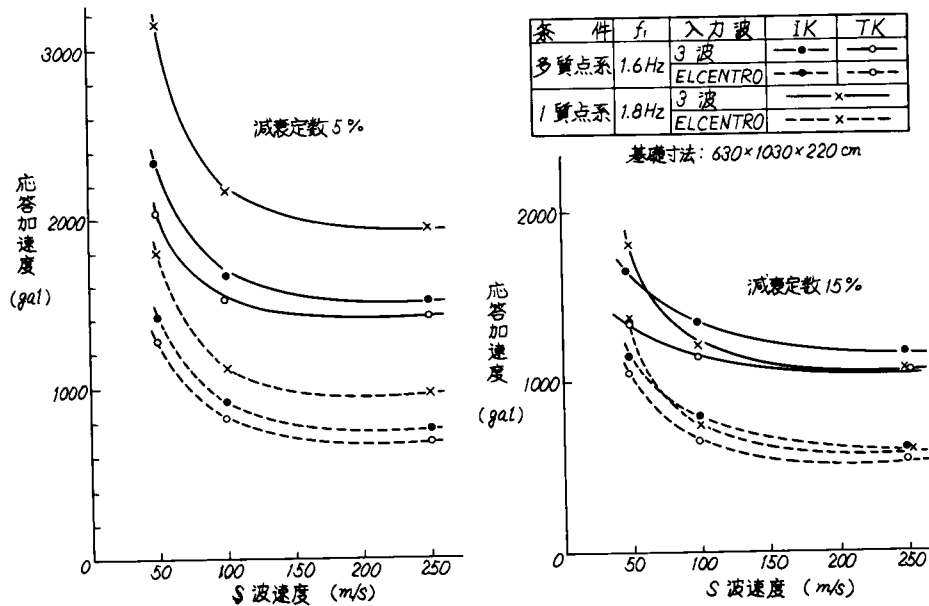
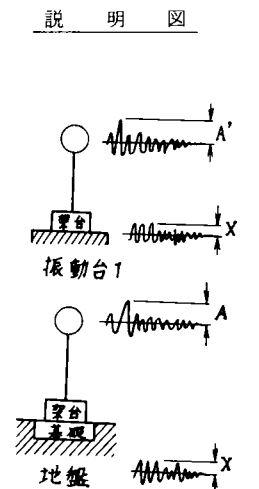


図 5.2.6 変電機器を1質点と多質点でモデル化した場合の応答特性の比較

表 5. 2. 5 応答倍数の比  $\frac{(A/X)}{(A'/X)}$

モデル	多質点	1 質点
固有周波数	1.6Hz	1.8Hz
基礎寸法(m)	6.3×10.3×2.2	

減衰定数 S 波速度 (m/sec)	モデル名称	入力波形	0.3 g 正 弦 n 数								0.3 g 地震波	
			1 波		2 波		3 波		4 波		IK	TK
			IK	TK	IK	TK	IK	TK	IK	TK		
減衰定数 5 %	V <sub>S</sub> = 50	多質点	1.67	1.70	1.60	1.65	1.70	1.51	1.56	1.78	1.96	2.00
		1 質点	1.70		1.70		1.71		1.71		2.03	
	V <sub>S</sub> = 100	多質点	1.18	1.26	1.29	1.36	1.22	1.13	1.22	1.33	1.3	1.29
		1 質点	1.18		1.17		1.16		1.16		1.21	
	V <sub>S</sub> = 250	多質点	1.06	1.07	1.11	1.10	1.11	1.07	1.04	1.14	1.08	1.10
		1 質点	1.06		1.03		1.02		1.02		1.02	
減衰定数 15 %	V <sub>S</sub> = 50	多質点	1.66	1.68	1.65	1.68	1.76	1.70	1.80	1.74	2.11	2.20
		1 質点	1.77		1.80		1.83		1.84		2.20	
	V <sub>S</sub> = 100	多質点	1.21	1.27	1.19	1.27	1.09	1.15	1.09	1.10	1.22	1.31
		1 質点	1.18		1.19		1.17		1.17		1.22	
	V <sub>S</sub> = 250	多質点	1.06	1.07	1.06	1.09	1.01	1.06	1.01	1.01	1.10	1.13
		1 質点	1.03		1.02		1.02		1.00		1.03	



註 IK：主し断部，TK：補助し断部

① 機器単体の固有振動数  $f_1$  が 1.8Hz から 8.0Hz まで増加するにつれ機器の応答加速度も増加するが、 $f_1$  が 10Hz になると減少している。これに対して機器の変形量は  $f_1$  とともに減少している（図 5.2.7(i)~(ii)）。

② 基礎の応答加速度、回転角とも機器単体の固有振動数  $f_1$  とともに複雑な応答特性を示している（図 5.2.7(iii)~(iv)）。例えば  $f_1$  が 1.8Hz と 4.0Hz の場合、機器と基礎の応答加速度曲線にはそれぞれ 1 個のピークしか存在しないのに対し、基礎回転角の応答曲線には 2 個のピークが存在する。 $f_1$  が 6.0Hz になると逆の傾向を示している。

ここで認められた特性は、基礎・地盤系の振動特性を固定し、機器単体の固有振動数のみ変化させた場合に認められた応答特性ではあるが、この結果より「機器の固有振動数  $f_1$  」と「基礎・地盤系の固有振動数  $f_0$  」との相対関係が応答特性に影響していることが推測される。

$f_0$  に影響する因子としては、地盤弾性 ( $V_S$ )・基礎寸法・根入深さが考えられるので、本項では、それらの因子が応答に与える影響を検討する。

#### (1) 地盤弾性 ( $S$ 波速度 $V_S$ ) と応答の関係

機器最大応答値、基礎応答値および安全率（地盤支持力・基礎滑動・転倒）と地盤剛性（ $S$  波速度  $V_S$  で表現）との関係が機器の固有振動数をパラメータにして図 5.2.8(i)~(v) に示されている。図 5.2.8(i) の右側縦軸上には機器単体（基礎・地盤系を含まない）の共振正弦 3 波および El Centro 地震波形入力に対する応答値（この応答値を「機器単体応答値」と命名する）が示されている。これらの図より検討対象モデルについては次のことがわかる。

① 機器応答倍率は  $V_S$  の増加とともに減少し、機器単体応答値に収束する傾向にある。すなわち、ある  $V_S$  以上の地盤になると地震入力の基礎での増幅は無視でき、機器単体だけを取り上げた検討で十分であることがわかる。本検討例では、その  $V_S$  が 300 m/s 程度ということになる。

② 図 5.2.8(i)(ii) の点線で示された応答曲線のように、ある  $V_S$  で著しく応答値の増幅する場合もある。この現象はこの  $V_S$  における基礎・地盤連成系の固有振動数  $f_0$  と機器単体の固有振動数  $f_1$  とが接近したために発生したものと考えられる。

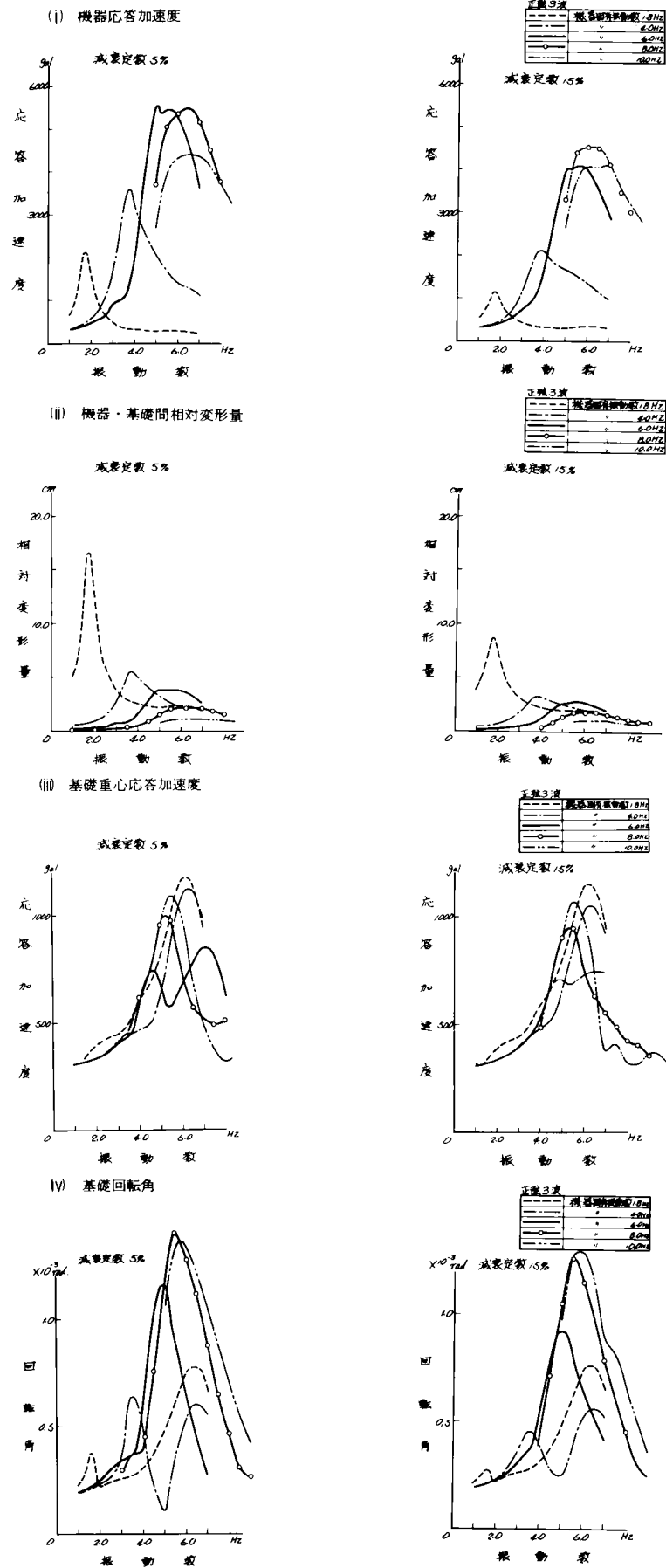
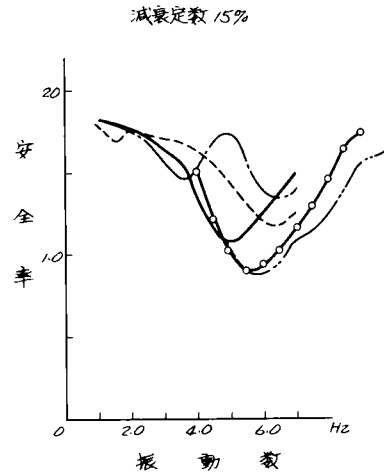
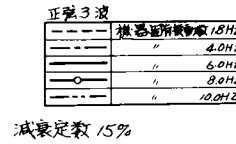
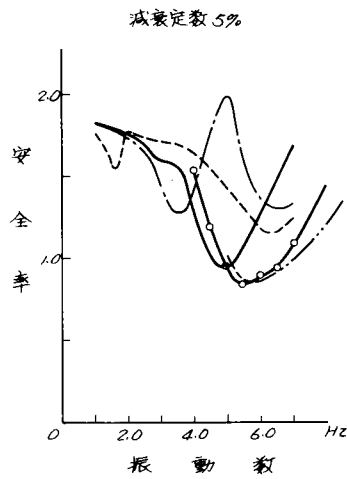
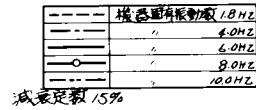
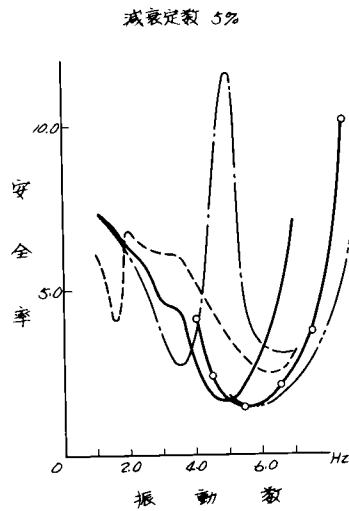


図 5.2.7 機器と基礎の応答特性（正弦 3 波入力）

(V) 地盤支持力に対する安全率



(VI) 転倒に対する安全率



(VII) 滑動に対する安全率

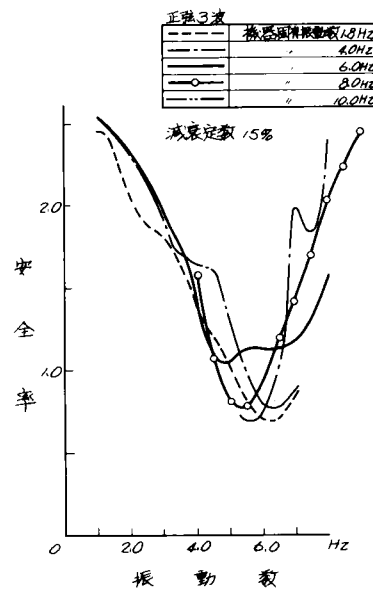
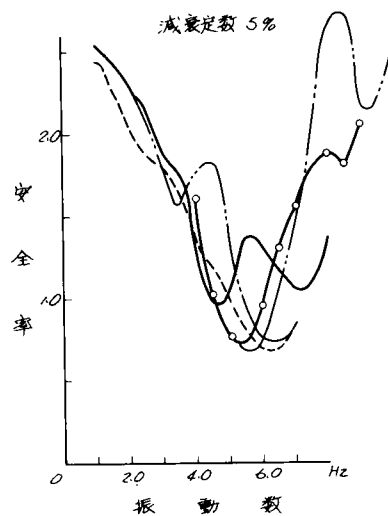
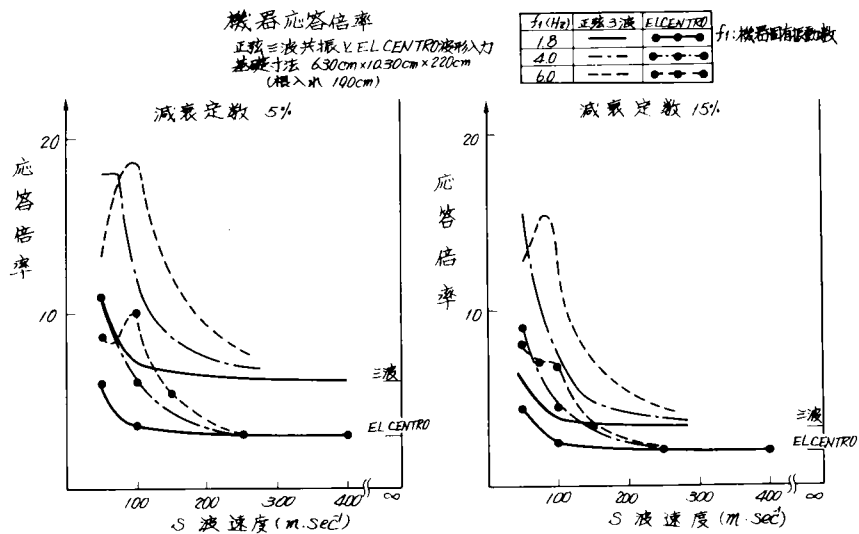


図 5.2.7 (つづき) 機器と基礎の応答特性 (正弦 3 波入力)



- ③ 機器単体の固有振動数  $f_1$  が 1.8Hz, 4.0Hz, 6.0Hz と大きくなるにつれ, 機器の応答倍率は増加している。  
この現象も①, ②と同様,  $f_1$  と  $f_0$  との相対関係に起因するものと推察される。
- ④ 共振正弦 3 波入力に対する機器応答倍率および変形量は El Centro 波形入力に対するものに比べ大きな値を示すが, 両者の  $V_S$  に対する応答特性は同傾向を示している。
- ⑤ 地盤支持力, 基礎の滑動および転倒に対する安全率は,  $V_S$  の増加とともに大きくなり安全になる。図 5.2.8(V)では各地盤とも同じ強度定数 (土の内部摩擦角  $\phi = 25$  度 粘着力 0) を持つとして求めた値であるが, 強度定数は地盤剛性に依存することを考えると実際はもっと顕著な  $V_S$  依存性を示すものと考えられる。

(i) 機器応答加速度



(ii) 機器・基礎間相対変形量

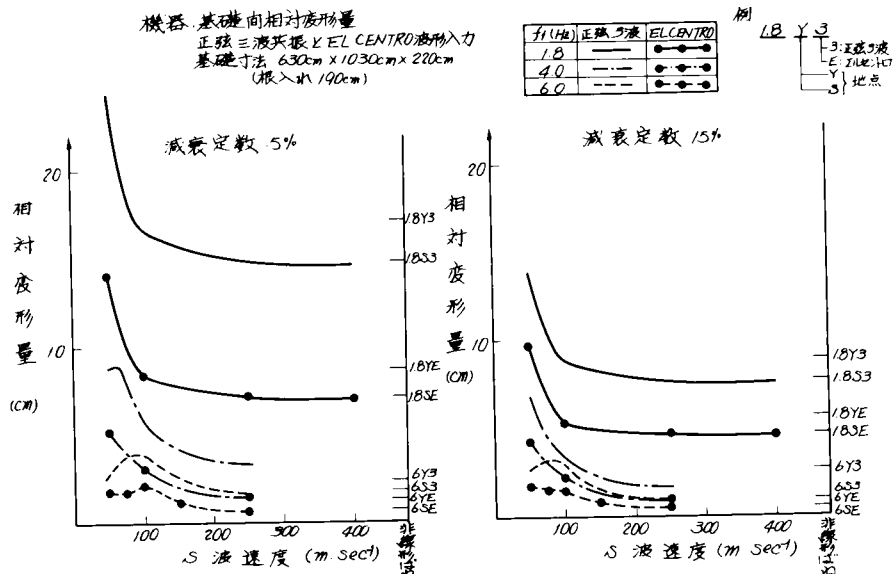


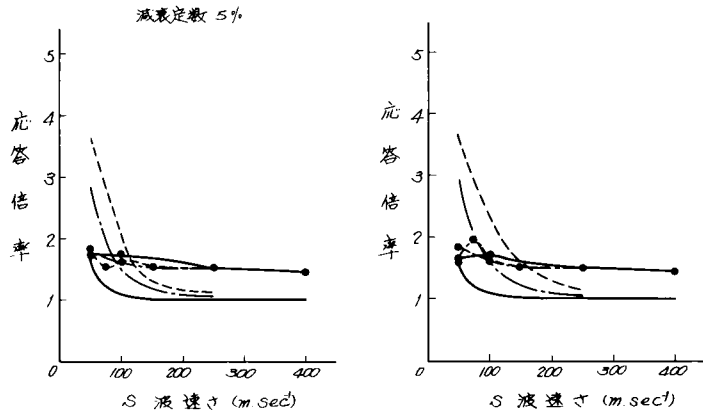
図 5.2.8 地盤 S 波速度が応答に与える影響

(III) 基礎重心加速度

基礎重心応答倍率(機器最大応答値時)

正弦3波状振動E1Centro70波入力  
基礎寸法 630cm×1030cm×220cm  
(根入190cm)

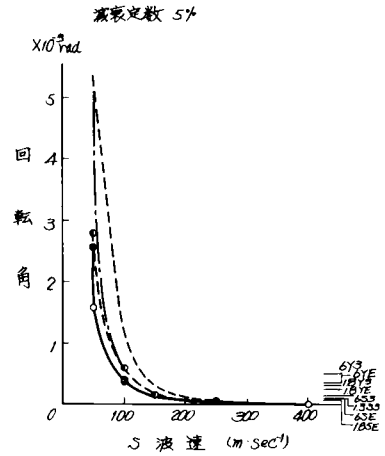
減衰定数	減衰率	入力
1.0	—●—	1.0
4.0	—○—	4.0
6.0	—△—	6.0



(IV) 基礎回転角

基礎回転角

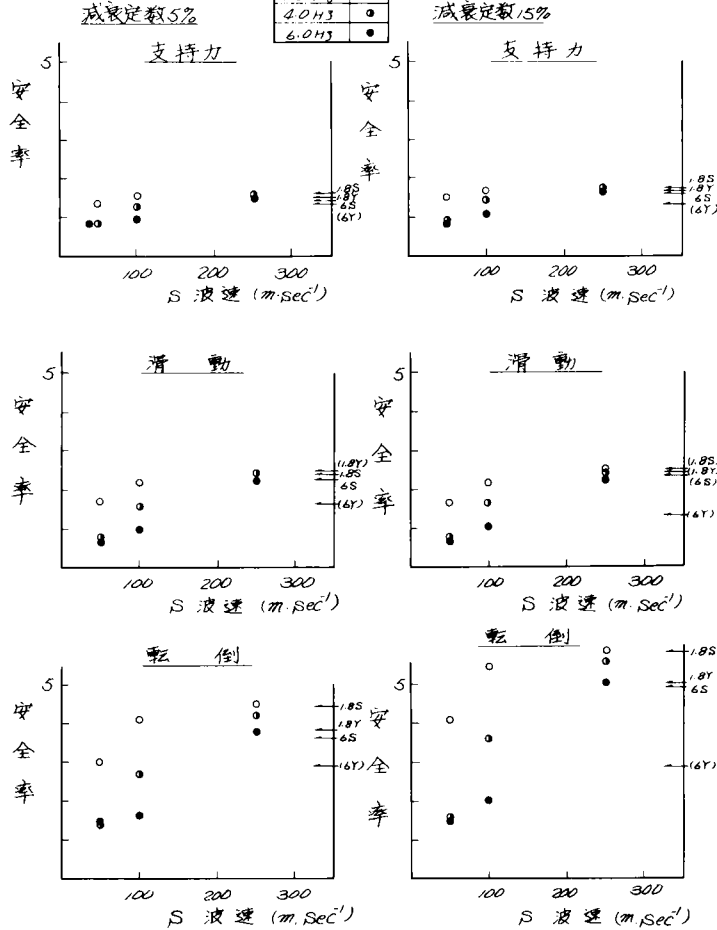
正弦3波状振動E1Centro70波入力  
基礎寸法 630cm×1030cm×220cm  
(根入190cm)



(V) 安全率 (基礎)

機器固有振動数	正減衰率
1.0 Hz	○
4.0 Hz	△
6.0 Hz	●

基礎寸法 630cm×1030cm  
基礎高さ 220cm (根入190cm)  
減衰定数 15%



減衰定数	減衰率	入力
1.0	—○—	1.0
4.0	—△—	4.0
6.0	—●—	6.0

(例) 6Y3  
11 3: 基礎寸法  
E: E1Centro  
10 地点

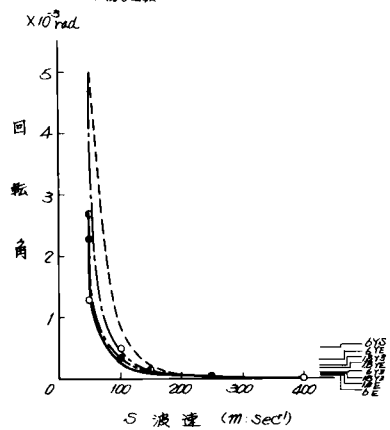


図 5.2.8 (つづき) 地盤 S 波速度が応答に与える影響

ある特定基礎寸法について得られた機器の応答特性①～③，すなわち，機器単体の固有振動数  $f_1$  と基礎・地盤連成系固有振動数  $f_0$  の相対関係が応答に与える影響をさらに詳細に検討するため，入力として共振正弦 3 波と地震波形を用いた場合について， $f_1$  と  $f_0$ （式 4.3.3.6 より算出）の比  $f_1/f_0$  と「機器応答加速度/機器単体応答加速度」比との関係および  $f_1/f_0$  と機器応答変形量との関係が図 5.2.9 に示されている。この図より機器応答は  $f_1/f_0$  比に依存し，次の特性を示すことがわかる。

- ① 応答倍率は  $f_1$  と  $f_0$  が等しくなる  $f_1/f_0$  比 1.0 あたりで著しく大きくなる。
- ②  $f_0 > 5 f_1$  であれば機器単体の応答倍率にほぼ等しい。
- ③  $f_1/f_0$  比が 0.5 あたりまでは各基礎条件でも同じ応答値を示しているが，この比以上になると  $f_1$  の値に関わりなく同一基礎ごとに固有の関係を示す。
- ④ 基礎高さ（根入れ長）が小さいもの程応答倍率の  $f_1/f_0$  比への依存性は少ない。
- ⑤ 機器の応答倍率が  $f_1$  の値に関わりなく同一基礎ごとに固有の関係を示したのに対し，機器変形量は基礎寸法に関わりなく  $f_1$  ごとに固有の関係を示す。

$f_1/f_0$  比で整理することにより，図 5.2.8 で認められた特性が上述したように統一的に解釈できることがわかる。

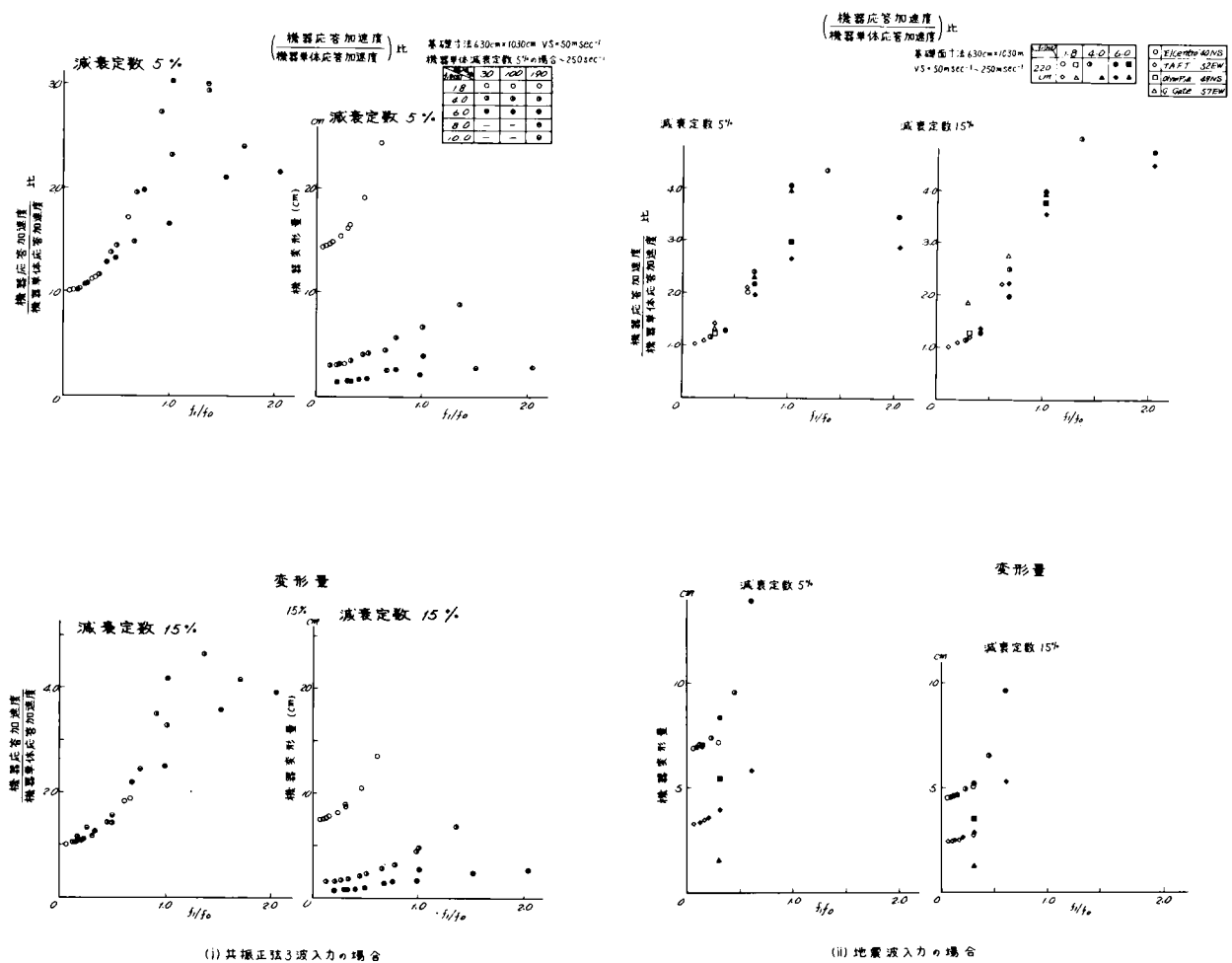


図 5.2.9 機器応答と  $f_1/f_0$  比との関係（地盤 S 波速度の影響）

## (2) 基礎幅と応答の関係

機器最大応答加速度およびその振動数での基礎応答値、安全率（地盤支持力、基礎滑動・転倒）と基礎幅との関係が図 5.2.10 に示されている。これらの図より次のことがわかる。

- ① ある  $V_s$  以上の地盤になると基礎幅の応答に与える影響は認められなくなる。
- ② 基礎高さ 220 cm,  $V_s = 100 \text{ m/s}$  以下,  $f_1 = 6.0 \text{ Hz}$  の場合, 応答値は基礎幅の影響を著しく受ける。これは  $f_1$  と  $f_0$  が接近しているために基礎幅変化による  $f_0$  変化の影響が現われたものと考えられる。
- ③ 基礎幅の増加とともに基礎回転角は小さくなる。
- ④ 支持力と転倒に対する安全率は基礎幅の増加とともに大きくなるが、滑動に対する安全率は一様な傾向を示さず基礎高さが 30 cm の場合と 220 cm の場合で逆の傾向を示している。この原因は次のように考えられる。拡幅とともに基礎回転角は小さくなるため支持力に対する安全率は増加する。また拡幅とともに応答加速度は幾分増加する傾向を示すが、その程度は拡幅に比例して増加する転倒抵抗モーメントよりは少なく、したがって転倒に対する安全率も増加する。しかし、滑動に対する安全率は、拡幅により増加する滑動抵抗力と慣性力との相対関係で決まるため定性的な傾向を示さない。

①, ②の特性を  $f_1/f_0$  比との対応で調べるため、機器最大応答値と  $f_1/f_0$  比との関係が図 5.2.11 に示されている。同図中の各実線または点線は基礎幅 430 cm から 830 cm まで変化させた場合に得られる応答の変動幅を示している。この図より、基礎幅が機器に与える影響は  $f_1/f_0$  比が 1 に近づくにつれ著しくなることが認められる。しかし、これらはその検討条件からみて特殊例であり、一般には、基礎幅は応答に影響しないと考えてよい。

### (i) 基礎高さ 30 cm の場合

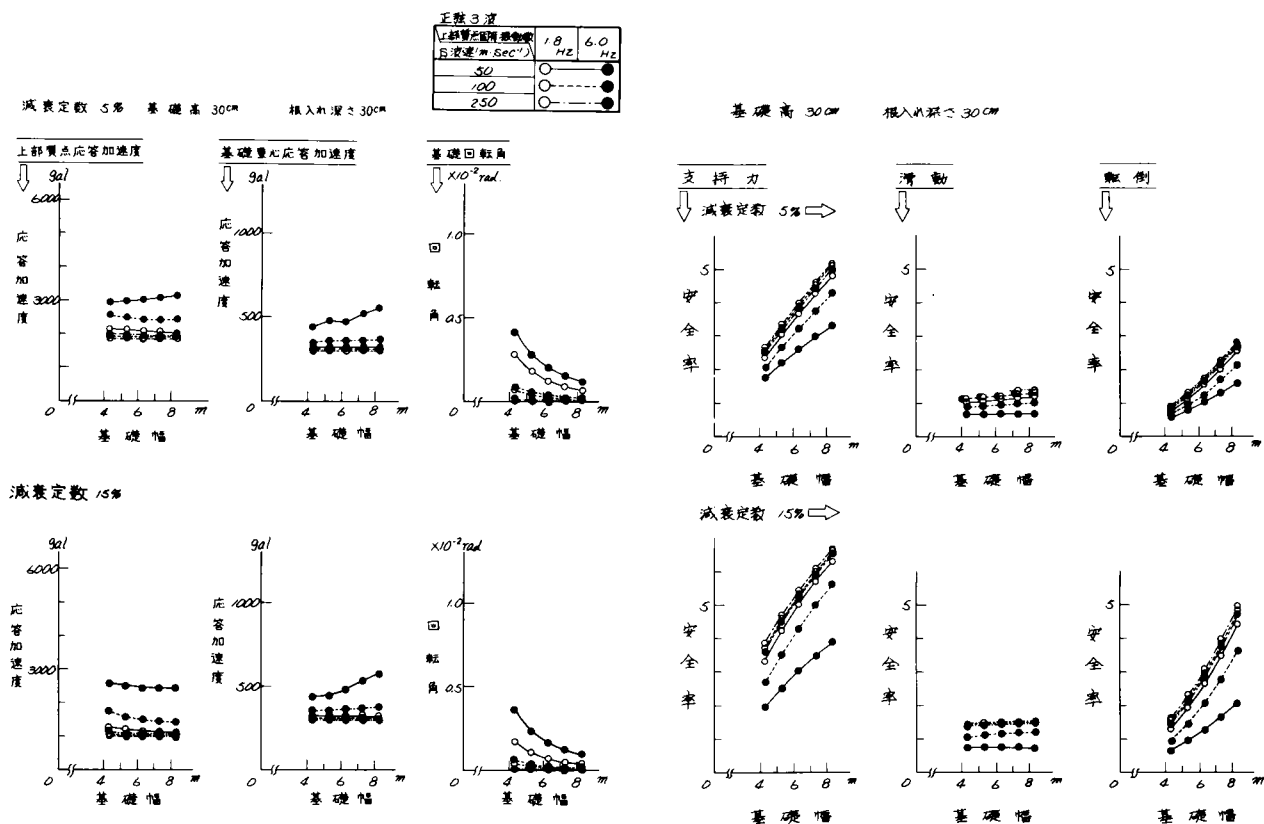


図 5.2.10 基礎幅が応答に与える影響

(ii) 基礎高さ 220 cm の場合

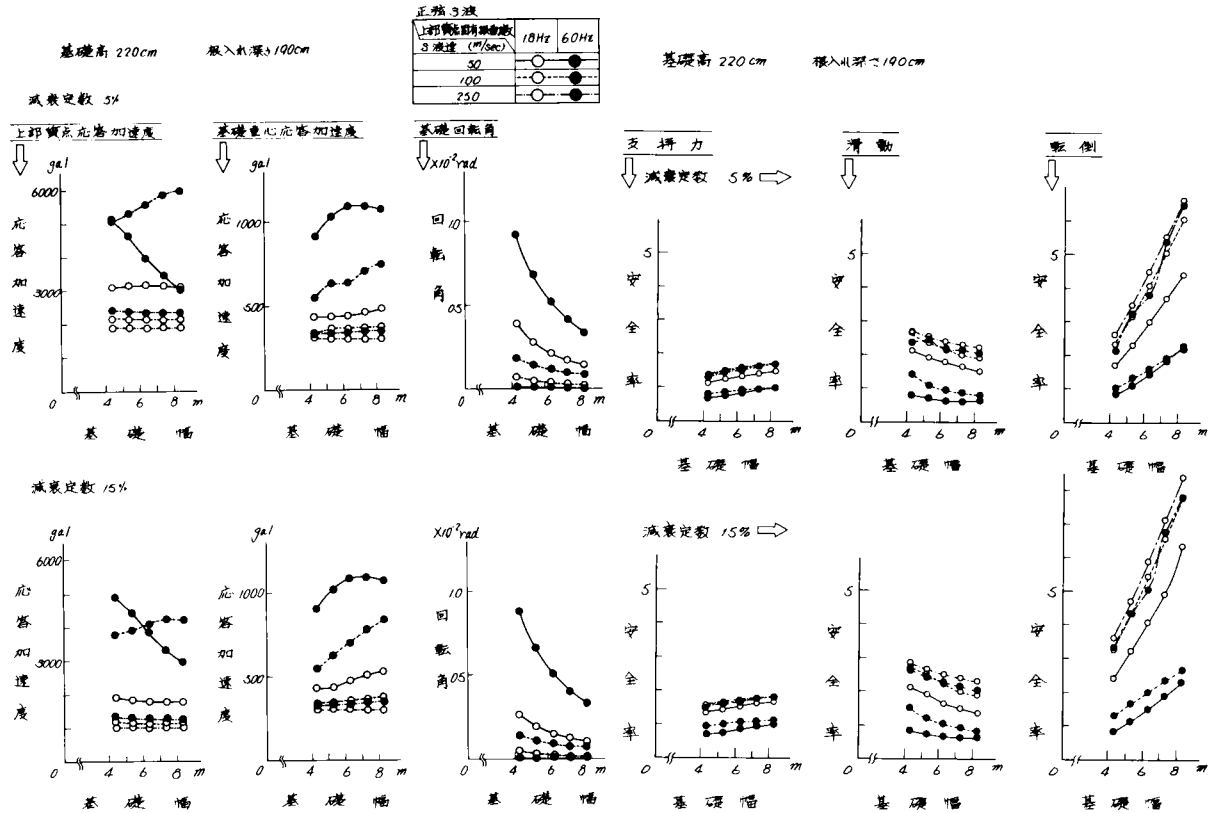


図 5.2.10 (つづき) 基礎幅が応答に与える影響

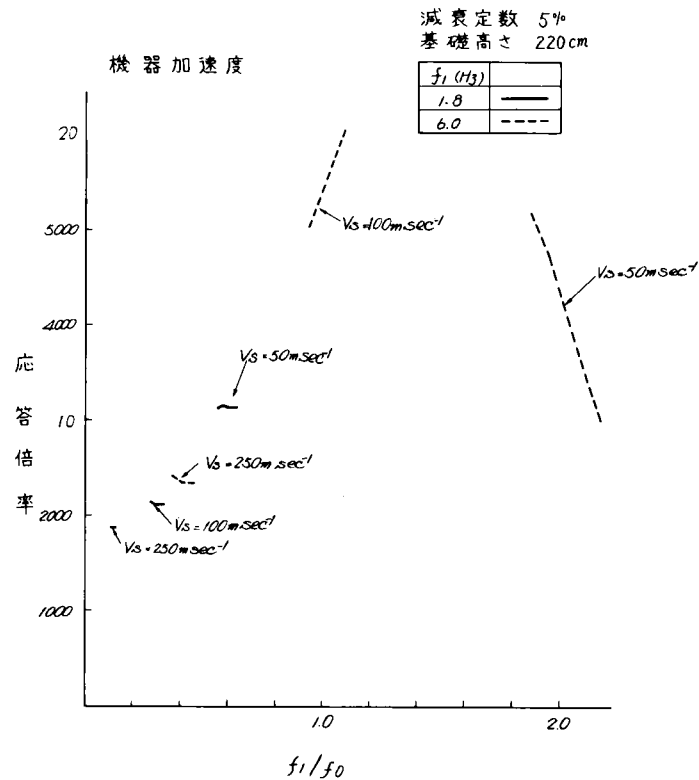


図 5.2.11 機器応答倍率と  $f_1/f_0$  との関係 (基礎幅の影響)

### (3) 基礎高さと応答の関係

機器最大応答加速度およびその振動数での基礎応答値，安全率（地盤支持力，基礎滑動・転倒）と基礎高さ30cm（根入れ深さ30cm），100cm（根入れ深さ100cm），190cm（根入れ深さ220cm）との関係が図5.2.1.2に示されている。これらの図より次のことがわかる。

- ① ある $V_s$ 以上の地盤になると基礎高さ（≠根入れ深さ）が応答値に与える影響は認められない。
- ② 基礎高さ（≠根入れ深さ）とともに応答値は大きくなる。これは，基礎高さ（≠根入れ深さ）とともに基礎・地盤系の固有振動数 $f_0$ が低下し，機器単体の固有振動数 $f_1$ に近づくためと考えられる。
- ③ ②で述べたように基礎高さが大きくなると応答値は大きくなるが，基礎の滑動や転倒に対する根入れ効果はそれ以上に期待できるため，両安全率は根入れとともに大きくなる傾向にある。ただし支持力の安全率は，基礎高さとともに基礎回転角と自重が増加するため安全率は低下する傾向にある。

以上の結果より安全率（支持力，基礎滑動・転倒）の確保できる範囲内で基礎高さ（≠根入れ深さ）を小さくすることが機器の耐震性の面からは望ましいことがわかる。

①，②の特性を調べるため $f_1/f_0$ 比を用いた検討を行なった。図5.2.1.3には，機器応答倍率と $f_1/f_0$ 比との関係が示されている。この図より②で考察したように基礎高さ（≠根入れ深さ）とともに $f_1/f_0$ 比が大きくなり応答も大きくなることがわかる。また， $V_s = 250 \text{ m/s}$ の地盤の応答が基礎高さに影響を受けないのは， $f_1/f_0$ 比が小さくなるためであることがわかる。

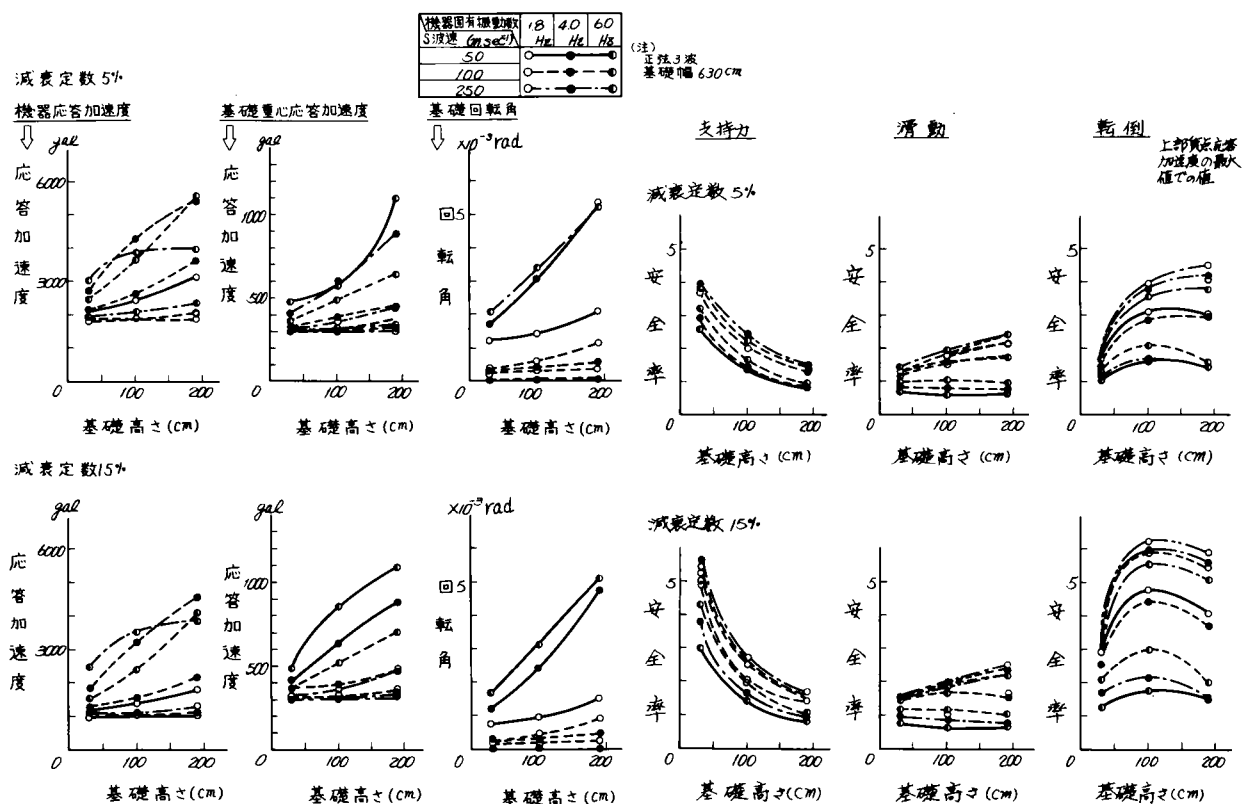


図 5.2.1.2 基礎高さが応答に与える影響

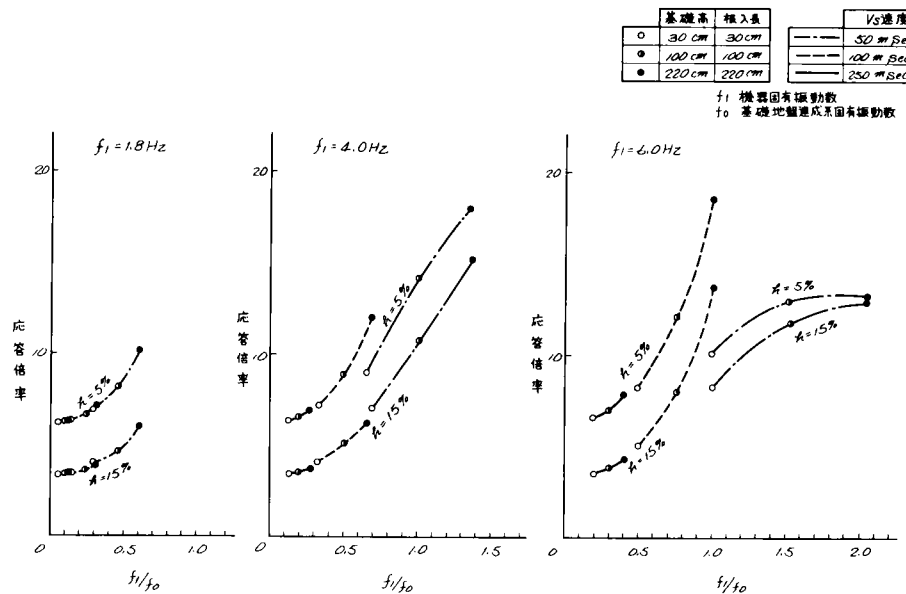


図 5.2.1.3 機器応答倍率と  $f_1/f_0$  との関係（基礎高さの影響）

### 5.2.3 がいし型機器（塔状構造物・Top-Heavy 構造物）の耐震設計法

本項では、前項までに得られた結果をもとに、がいし型機器の耐震性検討手法について考察する。

#### (1) 基礎の存在が機器応答に与える影響

5.2.2の結果をまとめれば次のようになる。

- ① 地盤が硬くなるにつれ機器の応答値は基礎・地盤系を考慮しないときの機器単体だけの応答値に収束し、基礎の安全率（支持力・滑動・転倒）も大きくなる。
- ② 基礎幅の機器応答に与える影響は機器単体の固有振動数が基礎・地盤系の固有振動数に接近したときのみ著しい。しかし、このような例は稀であり、一般には、基礎幅は機器応答に影響しないと考えてよい。これに対し、基礎の安全率は基礎幅とともに増加する傾向にある。
- ③ 基礎の安全率を確保するためには、ある程度の基礎の根入れが必要である。しかし、機器応答は、今回の検討の範囲では、基礎高さ（≒根入れ長）とともに大きくなるため、できるだけ高さを小さくすることが望ましい。
- ④ 機器の応答特性は、機器単体の固有振動数（ $f_1$ ）と基礎・地盤系の固有振動数（ $f_0$ ）との比  $f_1/f_0$  で整理すると固有の関係が得られ、上述①～③の特性を容易に説明できる。また  $f_1/f_0$  比を用いることにより応答特性の一般化が図れるものと考えられる。

上記④の結果より、基礎・地盤系固有振動数  $f_0$  は機器応答値に大きな影響を与えること、すなわち、機器応答と  $f_1/f_0$  との間に相関性があることがわかる。第2章で示した変電機器基礎寸法（表2.2.2）をもとに、地盤のS波速度（ $V_s$ ）100 m/s のときの  $f_0$  を求めると、表5.2.6、図5.2.1.4に示したような値となる。式（4.3.3.6）からわかるように、 $f_0$  と  $V_s$  は比例関数にあり、また、 $V_s$  が150 m/s 以上の変電所地盤が多いことから、実際の変電所では表5.2.6または図5.2.1.4に示した  $f_0$  の1.5倍の振動数である10 Hz以上の振動数を、一部基礎を除いて示すものと考えられる。

杭基礎の場合、4.4で、直接基礎に比べ杭基礎にはロッキング振動を抑制する効果はあるものの、基礎・地盤系としての固有振動数  $f_0$  は直接基礎とほとんど変わらないことを実験事実として指摘した。したがって、表5.2.6または図5.2.1.4の値が杭基礎にも適用できることになる。

表 5.2.6 基礎寸法と固有振動数の関係

地盤のS波速度を $V_s$ とすれば、固有振動数( $f_0$ )は表の値を( $V_s/100$ )倍すればよい。

基礎平面寸法 (m)	基礎 高 さ (m)			
	0.5	1.0	1.5	2.0
4.5×4.5	14.96 Hz	11.16 Hz	9.54 Hz	8.60 Hz
5 × 5	14.12	10.48	8.94	8.04
5 × 10	11.56	8.48	7.12	6.34
6.3×10.3	10.55	7.71	6.47	5.75
8 × 14	8.82	6.20	5.04	4.36

基礎・地盤系の存在が機器応答に与える影響を調べるためには、前項 5.2.2 に示した機器・基礎・地盤系として求めた機器応答加速度値(「機器応答加速度」と命名する)を機器単体だけの応答加速度値(「機器単体応答加速度」と命名する)に対する比(「基礎増幅率」と命名する)として求め検討すればよい。

$$\text{基礎増幅率} = \frac{\text{機器応答加速度}}{\text{機器単体応答加速度}}$$

図 5.2.15 には基礎増幅率と $f_1/f_0$ との関係が示されている。図中の値は表 5.2.1 の条件に従って求めた解析結果がすべてプロットされている。この図より $f_1/f_0$ が大きくなるにつれ、応答値のばらつきは認められるものの、基礎増幅率が大きくなることがわかる。またその特性は入力波形や機器の減衰定数等に関係なく成立していることがわかる。

図 5.2.16 には、図 5.2.15 の各条件ごとに示された値から最小自乗法を用いて求めた結果が示されている。

これらの図より、基礎増幅率と $f_1/f_0$ の間には、小さな $f_1/f_0$ の範囲では、図 5.2.16 に示したような関係の成立することがわかる。

すなわち、基礎増幅率を $f_1/f_0$ との関係として整理すると、入力波形、機器単体の固有振動数や減衰定数値、基礎寸法、地盤のS波速度に関わりなく同一の関係式で表現でき、 $f_1/f_0$ が求めれば基礎の存在による機器応答の増幅率が図 5.2.16 から求まることになる。

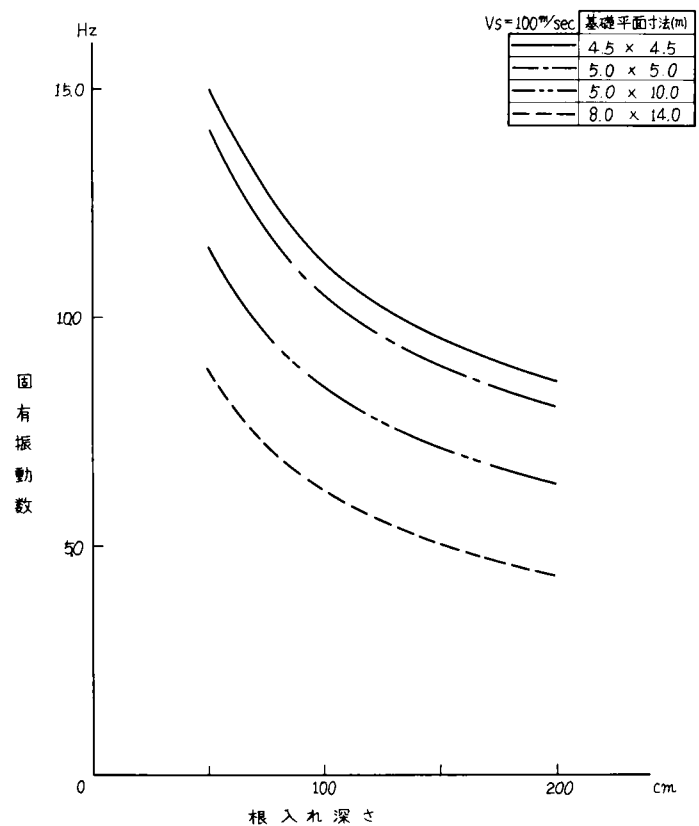


図 5.2.14 変電機器基礎・地盤系固有振動数と基礎寸法との関係 (根入れ深さ=基礎高さ)



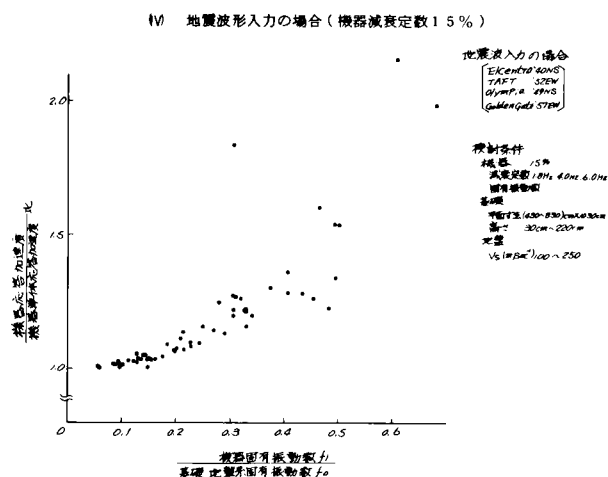
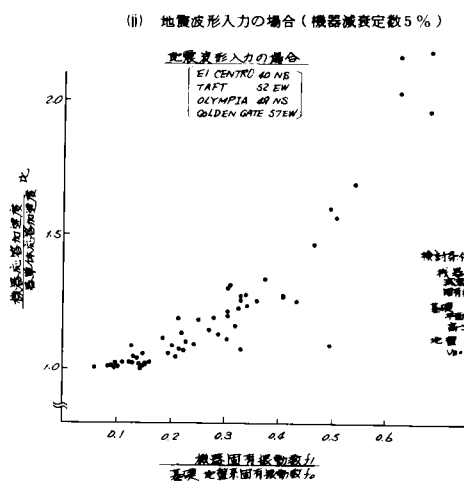
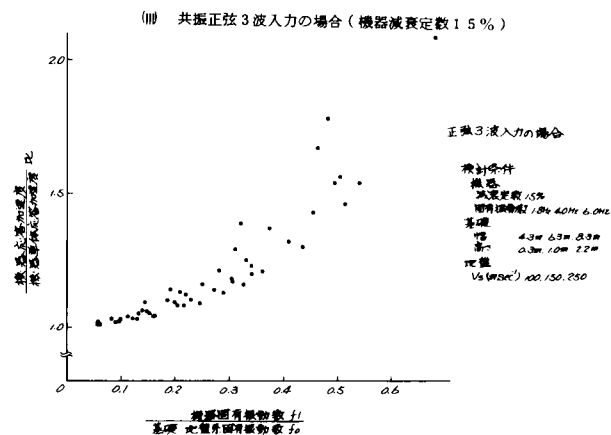
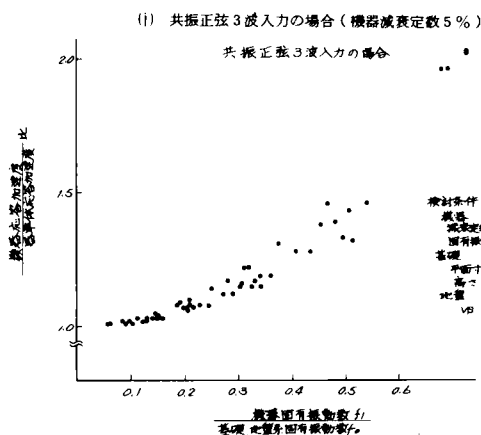


図 5.2.15 機器応答加速度と  $\frac{f_1}{f_0}$  との関係  
機器単体応答加速度

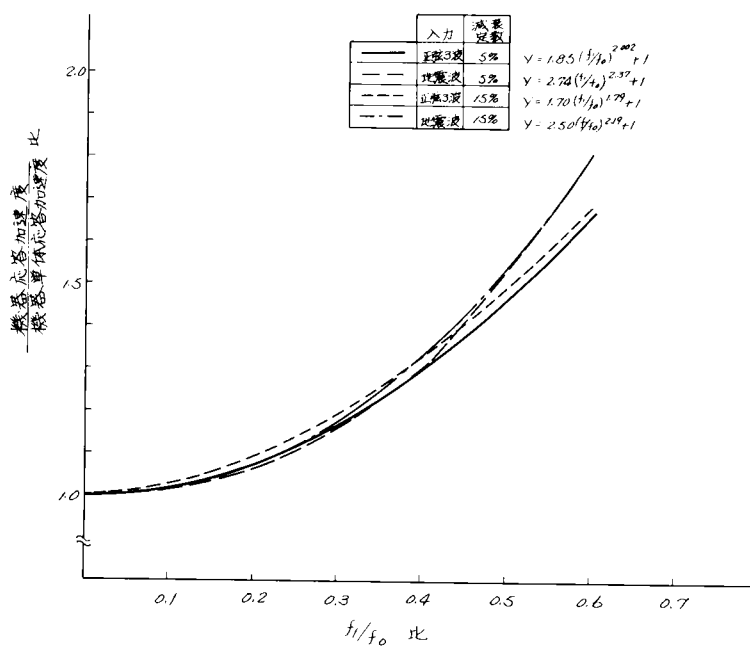


図 5.2.16 機器応答加速度と  $\frac{f_1}{f_0}$  との関係  
機器単体応答加速度

基礎・地盤系の減衰特性の評価については、第4章でも記述したように弾性論によりおおむね妥当な値の推定が可能ではあるが、基礎・地盤系の減衰定数（並進振動減衰定数 $h_H$ 、回転振動減衰定数 $h_R$ ）と機器応答との関係を検討することにより、図5.2.15、16の信頼性の確認を行なった。解析条件として① $h_H=h_R=15\%$ 、② $h_H=30\%$   $h_R=5\%$ 、③ $h_H=30\%$ 、 $h_R=15\%$ の3例を採用した。その解析結果が図5.2.17に示されている。この図から $f_1/f_0$ 比0.5以下では $h_H$ 、 $h_R$ の影響は無視できることがわかる。すなわち、機器応答値は $f_1/f_0$ 比で整理すると、 $f_1/f_0$ 比0.5までは基礎・地盤系の減衰定数にも影響されないことになる。

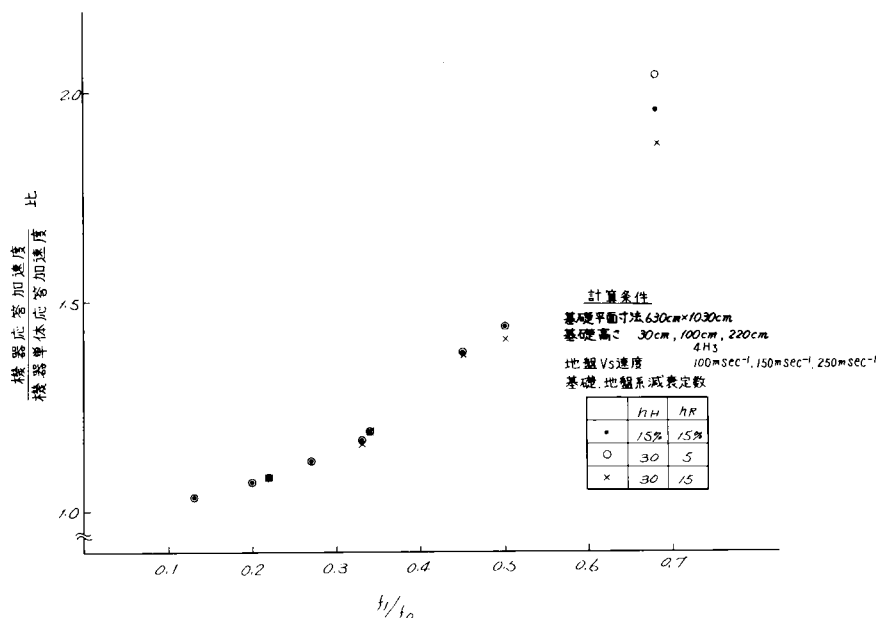


図 5.2.17  $\frac{\text{機器応答加速度}}{\text{機器単体応答加速度}}$  と  $\frac{f_1}{f_0}$  関係に与える地盤の減衰特性の影響

次に、存在しうる基礎増幅率の範囲を検討するために既設変電所の地盤剛性（S波速度 $V_s$ ）や採用基礎寸法調査、および変電機器固有振動数調査結果をもとに、電気協同研究「変電機器耐震設計専門委員会」で以下のような検討を行なった。すなわち、基礎・地盤系固有振動数 $f_0$ と変電機器固有振動数 $f_1$ および $f_1/f_0$ を調査したところ表5.2.7に示されたような結果が得られた。この表に従えば、 $f_1/f_0$ はおおむね0.3以下であり、図5.2.16より「基礎増幅率」は1.2以下となる。また、この点をさらに詳細に検討するため、各電圧階級・機種ごとに基礎増幅率1.2以上を示す割合を変電所地盤の $V_s$ 分布のアンケート結果を用いて求めた。その結果が図5.2.18に示されている。これらの図より、 $V_s$ が150m/s以上の地盤に設置されているがいし型機器の「基礎増幅率」はほとんどが1.2倍以下であること、1.2倍以上になる機種は電圧階級の低い機種かタンク型ガスしゃ断器であることがわかる。なお、両機種は耐震強度に余裕のある機器である。

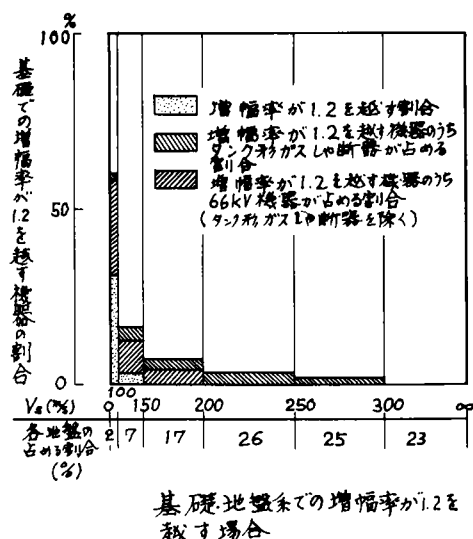


図 5.2.18 基礎・地盤系での増幅率が1.2を越す場合

表5.2.7 機器の固有振動数  $f_1$  と基礎・地盤系の固有振動数  $f_0$  との関係（代表例）

機 種	項 目	基 礎 ・ 地 盤 系 の 固 有 振 動 数 $f_0$ (Hz)					機 器 の 固 有 振 動 数 $f_1$ (Hz)					$f_1/f_0$
		A 社 (奥行×幅×高) 166 (10.8×4.5×1.15)	B 社 (奥行×幅×高)	C 社 (奥行×幅×高)	D 社 (奥行×幅×高)	$f_0$ の 分布範囲	a 社	b 社	c 社	d 社	e 社	$f_1$ の 分布範囲
500kV	しゝ断器	166 (10.8×4.5×1.15)	148 (10×5×1.4)	148 (10×5×1.4)	148 (10×5×1.4)	148-166	ABB1.5-18 GCB/30-5.0	ABB2.6-3.2 GCB/30-5.0	GCB34/35			1.5-5.0 0.09-0.34
	交 流 器	208 (4.8×4.8×1.5)	174 (5×5×1.6)	174 (5×5×1.6)	174 (5×5×1.6)	174-208	21	5.1	4.7-5.2			2.1-5.2 0.1-0.30
	断 路 器	182 (10.3×4.5×0.95)	156 (10×4.5×1.4)	156 (10×4.5×1.4)	156 (10×4.5×1.4)	156-182				2.5-4.5		2.5-4.5 0.14-0.29
	計 器 用 変 圧 器		182 (4.5×4.5×1.7)	182 (4.5×4.5×1.7)	182 (4.5×4.5×1.7)	182					4.0	4.0 0.22
	避 雷 器	366 (21×21×1.10)	174 (5×5×1.6)	174 (5×5×1.6)	174 (5×5×1.6)	174-366	1.1-1.2	2.5	1.75			1.1-2.5 0.03-0.14
275kV	しゝ断器		142 (13.5×4.6×1.4)	138 (14×5×1.7)	255(1相) (47×30×10)	1相 255 3相 3.8-14.2	ABB1.5-5.3 GCB/8.3-3.6	ABB3.1-3.3 GCB/8.0-11.5	GCB34/76-9.1			1.5-11.5 0.06-0.83
	交 流 器	283(1相) (3.5×3.5×0.85)		258(1相) (3.5×3.5×1.1)		258-283	4.9	4.5	3.3-3.6		3.0-6.0	3.0 6.0 0.21-0.12
	断 路 器			194 (11.5×3.5×0.9)		194				1.8-3.0		1.8-3.0 0.09-0.15
	計 器 用 変 圧 器	371(1相) (2.3×2.0×1.0)	23.1 (4.4×4.4×1.0)	286(1相) (3×3×1.1)	41.7(1相) (20×20×0.8)	1相 286-41.7 3相 23.1					3.0-6.0	3.0-6.0 0.07-0.26
	避 雷 器	308(1相) (2.5×2.5×1.3)		286(1相) (3×3×1.1)	43.6(1相) (2×2×0.7)	286-43.6	3.3-3.6	2.9	1.75			1.75-6.3 0.04-0.06
154kV	しゝ断器	297(1相) (3.9×1.9×1.2)	20.4 (5.5×4.2×1.2)	212 (8.5×3×1.0)	24.7 (78×32×0.7)	1相 297 3相 20.4-24.7	ABB2.8-5.2	ABB4.2 GCB8.5-12.5	GCB34/6.0			2.8-12.5 0.09-0.61
	交 流 器	40.3 (3.9×1.3×0.7)		246 (8×2×1.0)		246-40.3	7.7	8.0	3.9-4.1		4.0-8.0	3.9-8.0 0.10-0.33
	断 路 器	371 (2.7×1.7×1.0)	23.9 (7.1×2.2×0.9)	256 (7×2×1.0)		239-37.1				2.0-3.5		2.0-3.5 0.05-0.15
	計 器 用 変 圧 器	518(1相) (2.4×1.4×0.5)	29.4 (3.2×3.2×0.9)	33.4(1相) (2.5×2.5×1.0)	41.7(1相) (2×2×0.8)	29.4-51.8					4.0-8.0	4.0-8.0 0.08-0.27
	避 雷 器	400 (3.3×1.3×0.85)	23.7 (7.8×2.6×0.9)	246 (8×2×1.0)	43.6(1相) (2×2×0.7)	1相 40-43.6 3相 23.7-24.6	2.5-4.5	3.7-6.3	1.75			1.75-6.3 0.04-0.27
77kV 66kV	しゝ断器	251 (6.2×3.8×0.7)	30.4 (4.2×2.2×0.9)	306 (4.5×2×0.9)	29.1 (36×22×1.2)	25.1-30.6	ABB6.7-1.0 GCB2.5-7.2	ABB7.9 GCB9.0-15.0	GCB5.9/11 15.5			2.5-15.5 0.03-0.62
	交 流 器	368 (4.5×1.8×0.6)		306 (4.5×2×0.9)	21.7 (5.3×3.6×1.2)	21.7-36.8	10				5.0-10.0	5.0-10.0 0.14-0.46
	断 路 器	39.5 (3.0×1.8×0.7)	35.9 (4.0×1.4×0.9)	33.2 (3.5×2×0.9)	29.6 (4.3×1.9×1.1)	29.6-39.5				3.0-4.5		3.0-4.5 0.08-0.21
	計 器 用 変 圧 器		30.6 (5.0×1.8×0.9)	49.4(1相) (1.5×1.5×0.9)		1相 49.4 3相 30.6					5.0-10.0	5.0-10.0 0.02-0.33
	避 雷 器	29.5 (9.0×1.0×1.0)	33.0 (4.5×1.6×0.9)	296 (5×2×0.9)		29.5-33.0	3.1	5.0				3.1-5.0 0.09-0.17
備 考	(1) $V_s = 200 \text{ m/sec}$ とした値である。(2) G・C・Bは「がいし形/タンク形」で示す。(3) ( )内の数字は基礎寸法を示し、単位はm。											



① 第3章での検討より、変電所地盤表面における地震動は「0.3 g 共振正弦 n 波 (n = 2 または 3)」を考慮  
ばよい。

② (1)での検討結果より、 $V_s$  が 150m/s 以上の地盤であれば  $f_1/f_0$  はおおむね 0.3 以下となり、基礎・地盤系  
が存在することによって機器応答値の増幅される程度はたかだか 1.2 倍程度である。

すなわち、 $V_s$  が 150m/s 以上の変電所地盤に設置する変電機器に対しては、「0.3 g 共振正弦 n 波 (n = 2  
または 3) を 1.2 倍した入力」に耐えるよう設計すれば良いことになる。

n 波として採用すべき波数を全体系モデルの応答解析により検討するため、入力波形として El Centro 波形、Taft  
波形、Olympia 波形、Golden Gate 波形および共振正弦 n 波波形 (n = 1 ~ 4 波) を採用して応答比較を行なった。  
El Centro 波形の時間軸を変更し、卓越振動数の異なる 4 種の地震波形も 1 部検討において採用した。

結果が図 5.2.2 0, 21 に示されている。図 5.2.2 0 には機器固有振動数 1.8 Hz の場合の応答値と安全率が、図 5.2.  
21 には 3 種の地盤弾性に対する応答値と安全率が示されている。縦軸として応答値が、横軸として共振正弦 n 波の波  
数が採用されている。地震波形入力に対する応答値は、共振正弦 n 波入力応答値 ~ n 波関係の相当応答値上に示されて  
いる。相当応答値がない場合には、1 波目または 4 波目に記入した。また、共振正弦 n 波入力に対する基礎重心応答加  
速度、回転角および安全率については、機器応答加速度が最大値を示す振動数での応答値と各最大値 (安全率の場合は  
最小値) が図 5.2.2 0 には併記されている。

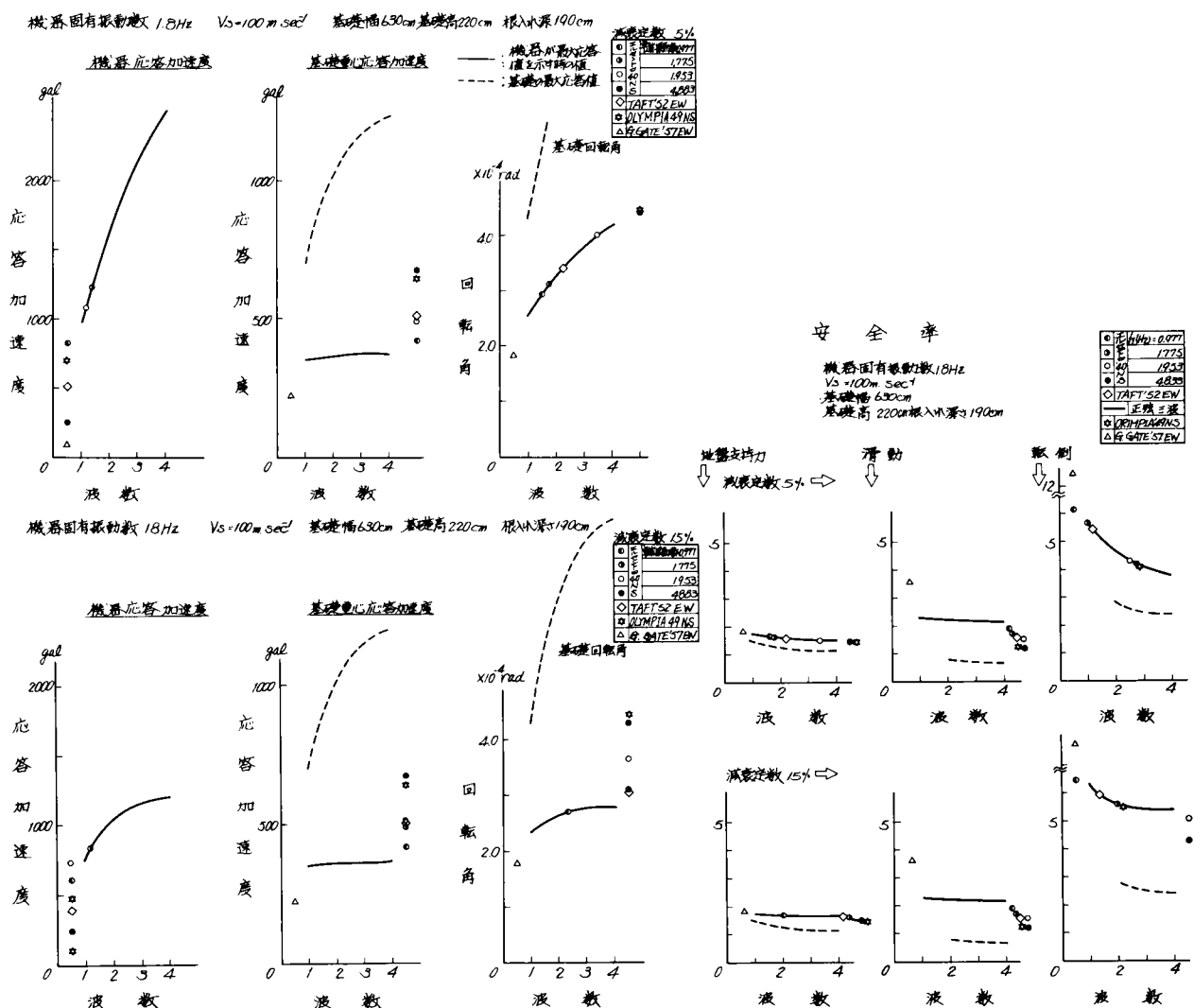


図 5.2.2 0 地震波入力と共振正弦 n 波入力との応答比較

これらの図より次のことがわかる。

- ① 地震波入力に対する機器最大応答値は正弦 2 波入力に対する応答値よりも小さく求まっている。したがって、これらの地震波に対する限りは正弦 2 波で検討すれば十分ということになる。
- ② 地震入力波形に対する基礎応答値と安全率を、機器が最大応答を示す 1 次共振時での値と比較すると、正弦何波

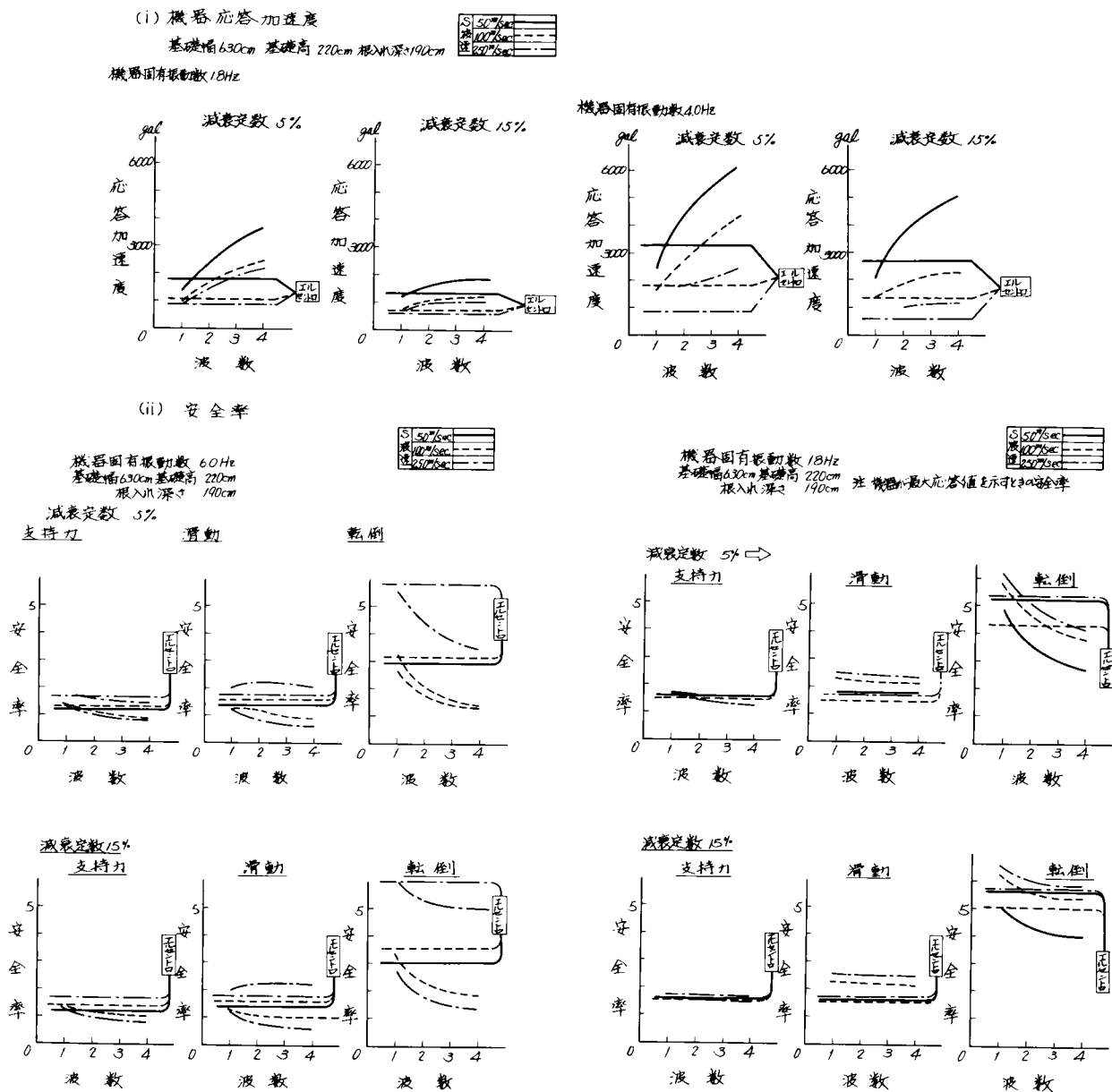


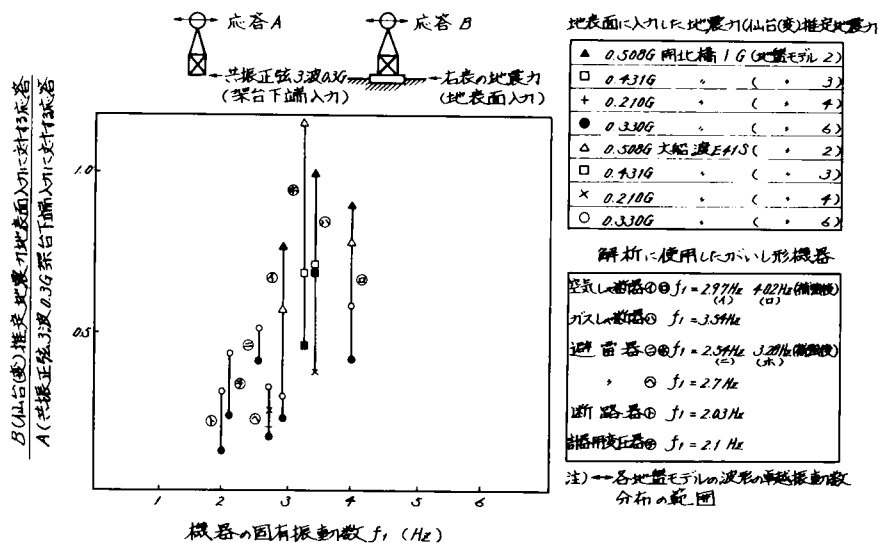
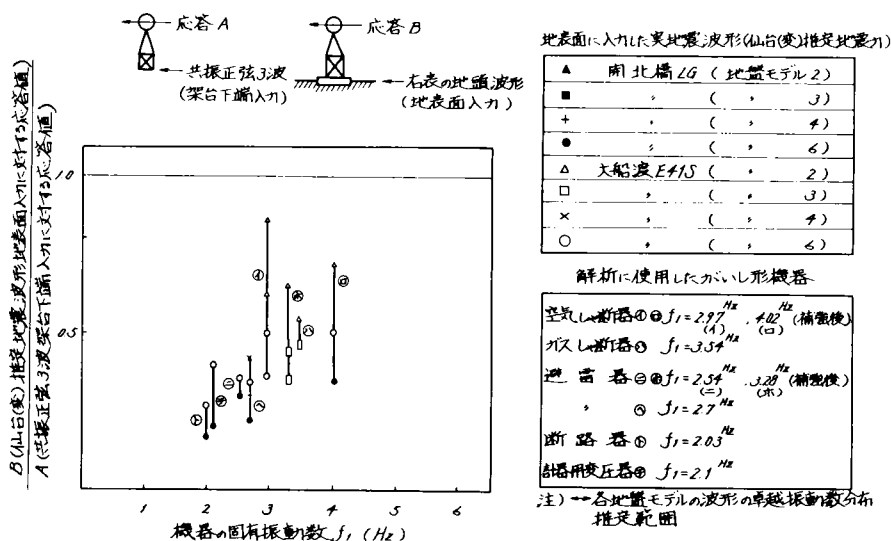
図 5.2.2.1 応答と入力波数  $n$  (共振正弦  $n$  波) との関係  
(地盤  $V_s$  速度を変化させた場合)

目の応答に相当するかはその時の条件によって異なる。これは、基礎・地盤系の固有振動数と地震波の卓越振動数との関係によるものであり当然の結果である。ただし、基礎・地盤系の共振に相当する 2 次共振振動数での  $n$  波応答結果と比較すると、地震波入力に対する応答値は、正弦 2 波以下の応答値に相当していることがわかる。

このような結果を踏えれば、地表面地震動として  $\eta = 2$  が採用でき、かつ、減衰定数 5% の機器の共振正弦 2 波入力に対する応答値が 3 波入力に対する応答値に比べ約 1.3 倍大きくなることから、基礎による増幅率 1.2 倍を 2 波を 3 波

に波数を増すことによって吸収すると考えれば、がいし型変電機器の設計用地震動として「0.3 g 共振正弦 3 波」入力  
が妥当と判断される。ここに、波数を 2 波から 3 波にしたのは、振動台で正弦波を 2 波だけ発生させるのは技術的にむ  
づかしいことも原因している。

図 5.2.2.2 には、「0.3 g 共振正弦 3 波」入力の妥当性を検証するため、1978 年宮城県沖地震時の仙台変電所にお  
ける被害機器を対象として、電気事業連合会委員会<sup>15)</sup>で実施した解析結果が示されている。この解析では変電機器モデ  
ルとして詳細モデルが採用されている。地震波形としては、仙台変電所に襲来したと想定される波形<sup>15)</sup>を使用している。  
この図より、変電機器に共振正弦 3 波を入力した応答は、変電機器・基礎・地盤系に地震波を入力した応答より大きく、  
したがって、「共振正弦 3 波」の妥当性を示している。図 5.2.2.3 には仙台変電所推定地震動を用いて求めた応答値が  
「0.3 g 共振正弦 3 波」入力に対する応答値と比較して示されている。この図より、「0.3 g 共振正弦 3 波」入力に対  
する応答値以上の値を示す地震動は「0.508 g 大船渡 E 41 S 波形」入力だけであることがわかる。この場合でも 0.3  
g 共振正弦 3 波架台下端入力に対する応答値をわずかに越える程度であることから、「0.3 g 共振正弦 3 波入力」は  
0.5 g 程度、すなわち、震度Ⅶ程度の地震動に対して保証しているものと考えられる。



### 5.3 変圧器ブッシングの耐震設計法

変圧器の耐震設計法として、従来、静的な検討法が採用されてきた。この主な理由は、変圧器が剛体と考えられること、過去の地震で他の変電機器のように被害を受けていないこと、によるものである。しかし、1978年宮城県沖地震により、仙台変電所に据付けられていた超高圧変圧器が3台ともブッシング部分に被害を受けたため、耐震設計手法自体の見直しが必要となった。

耐震面からみた変圧器の特徴は下記の点にある。

- ① 変圧器本体の共振振動数は高く、したがって10Hz以下の振動数領域における変圧器本体での地震動増幅率は無視できる。
- ② 変圧器本体重量は300ton前後もあり、しかも、その重心位置は2～3m高さにある。
- ③ 変圧器ブッシングは脆性材料であるがいしからなり、その共振振動数は3～7Hzにある。仙台変電所の被害がブッシングに集中したことを勘案すれば、変圧器の耐震上の弱点はブッシングにあると考えてよい。

これらの特徴を鑑み、変圧器ブッシングの耐震設計法について以下検討を行なった。

#### 5.3.1 解析条件

##### (1) 検討条件

対象とした変圧器は超高圧(275kV)および超々高圧(500kV)変圧器である。超高圧変圧器についてはB社、超々高圧変圧器についてはA, B, C, D社のものを検討対象とした。表5.3.1(i)には変圧器諸元が示されている。対象とした基礎が表5.3.1(ii)に示されている。現在採用されている基礎を参考にして、基礎幅および基礎高さを変化させた。

対象とした地盤が表5.3.1(iii)に示されている。なお軟質な地盤では杭基礎が採用されるが、それを評価するために第4章での検討結果に従って直接基礎に対して求められた回転ばね剛性の2倍の値を使用した解析も実施した。

##### (2) 解析条件

変圧器本体は剛体であり、基礎に剛結されるため、がいし型機器の場合の基礎に相当する箇所は「変圧器本体・基礎」となる。また、がいし型機器に相当する箇所は「ブッシング」となる。そのような考え方のもとに図5.1.6に示したモデルを解析モデルとして採用した。変圧器の場合、ブッシングの固有振動数 $f_1$ と変圧器本体・基礎・地盤系固有振動数 $f_0$ とが後述するように近づく可能性がある。したがって、がいし型機器の場合と異なり、地盤の減衰性評価がブッシングの応答値に直接影響する。本節では第4章での起振実験結果で検証された半無限弾性体理論による解を採用することにした。

また、激震時には地盤材料の内部減衰も期待できると考え、ひかえめの値として5%を使用することにした。以下に解析条件を示す。

- ① 地盤は半無限弾性体と仮定し、基礎底面を支える地盤モデルとして田治見の解<sup>1)</sup>を、根入部の地盤モデルとしてBaranovの解<sup>6)</sup>を採用する。
- ② 地盤材料の材料減衰として、減衰定数5%を採用し、地下逸散減衰に加算して解析する。
- ③ 変圧器を剛体と仮定し、基礎に剛結されているとする。
- ④ ポケットおよびブッシングは、1質点系でモデル化し、その系の減衰定数として5%を使用する。



表 5. 3. 1 検 討 対 象 条 件

(i) 変圧器諸元

275 kV 級

		A 社	B 社	C社(300MVA)	C社(3,000MVA)
トランス本体	重 量 (ton)	325	280	340	280
	高 さ (cm)	450	450	500	400
	重心高さ (cm)	255	235	260	220
	質量慣性 (kg・cm) 2次モーメント (SA <sup>2</sup> )	8.0×10 <sup>6</sup>	6.790×10 <sup>6</sup>	9.1×10 <sup>6</sup>	5.92×10 <sup>6</sup>
ブッシング	重 量 (ton)	1.5	0.3	2.2	3
	重心高さ (cm)	400	591	128	200
	共振振動数 (Hz)	6	6.8	6.2	6
	減衰定数 (%)	(2.5)	(5)	(5)	(5)

500 kV 級 ( $\frac{1,000 \text{ MVA}}{3}$ )

		A 社	B 社	C社 (60Hz)	D 社
トランス本体	重 量 (ton)	275	243	330	265
	高 さ (cm)	450	380	560	450
	重心高さ (cm)	255	198	300	250
	質量慣性 (kg・cm) 2次モーメント (SA <sup>2</sup> )	6.5×10 <sup>6</sup>	4.57×10 <sup>6</sup>	1.13×10 <sup>6</sup>	6.53×10 <sup>6</sup>
ブッシング	重 量 (ton)	6.5	4.5	9.63	12
	重心高さ (cm)	550	695	336	300
	共振振動数 (Hz)	4	4	3.57	3.0
	減衰定数 (%)	(2)	5	5	5

註 ブッシングの重心高さ：トランス上面からの距離

(iii) 地盤条件

S 波速度 (m/s)	ポアソン比	単位体積重量 (g/cm <sup>3</sup> )	備 考
100	0.45	1.8	地盤ばね係数 K R の 2 倍の値を用いた計算も実施
150	"	"	
250	"	"	

(ii) 基礎寸法

超 高 圧 用

幅 (cm)	奥行 (cm)	高 さ (cm)	根入れ (cm)
400	1,575	230	200
544	"	"	"
700	"	"	"
800	1,320	150	85
905	"	"	"
1,000	"	"	"

超々高圧用

幅 (cm)	奥行 (cm)	高 さ (cm)	根入れ (cm)
600	1,275	150	120
800	"	"	"
900	"	"	"
1,100	"	"	"
600	1,460	"	"
800	"	"	"
900	"	"	"
1,100	"	"	"
600	1,545	"	"
800	"	"	"
900	"	"	"
1,100	"	"	"
600	1,000	"	"
800	"	"	"
900	"	"	"
1,100	"	"	"
800	1,275	250	220
"	1,460	"	"
"	1,545	"	"
700	1,275	"	"
"	1,460	"	"
"	1,545	"	"
800	1,275	50	20
"	1,460	"	"
"	1,545	"	"
900	1,275	"	"
"	1,460	"	"
"	1,545	"	"

### 5.3.2 応答特性

#### (1) 超高压変圧器の応答特性

超高压変圧器ブッシングの固定方式として「センター・クランプ方式」が採用されている。したがって本方式のブッシングは所定以上の地震力を受けると浮上り振動をする。浮上り振動に対しては、がい子型機器に対して採用したと同様の解析法の適用はできないが、「ブッシング・ポケット系」に与える「変圧器本体・基礎・地盤系」の影響を調べるのが目的であるため図 5.1.6 に示したモデルによる検討を実施した。

「ブッシング・ポケット系」の共振振動数を変化させた場合の変圧器上面の応答加速度値およびブッシング応答値（浮上りが生じないとした時の応答値）が図 5.3.1 に示されている。

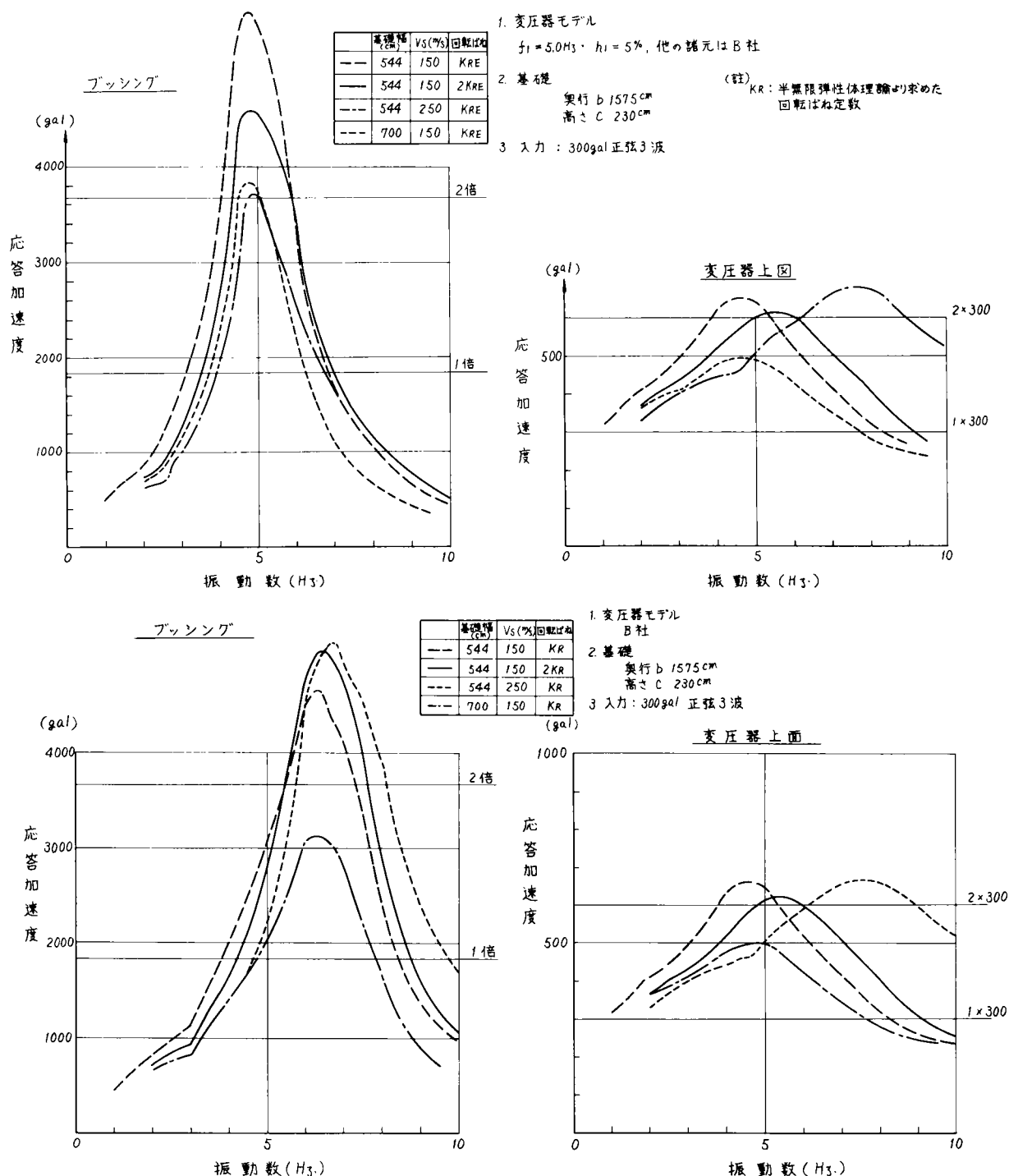


図 5.3.1 変圧器の応答特性

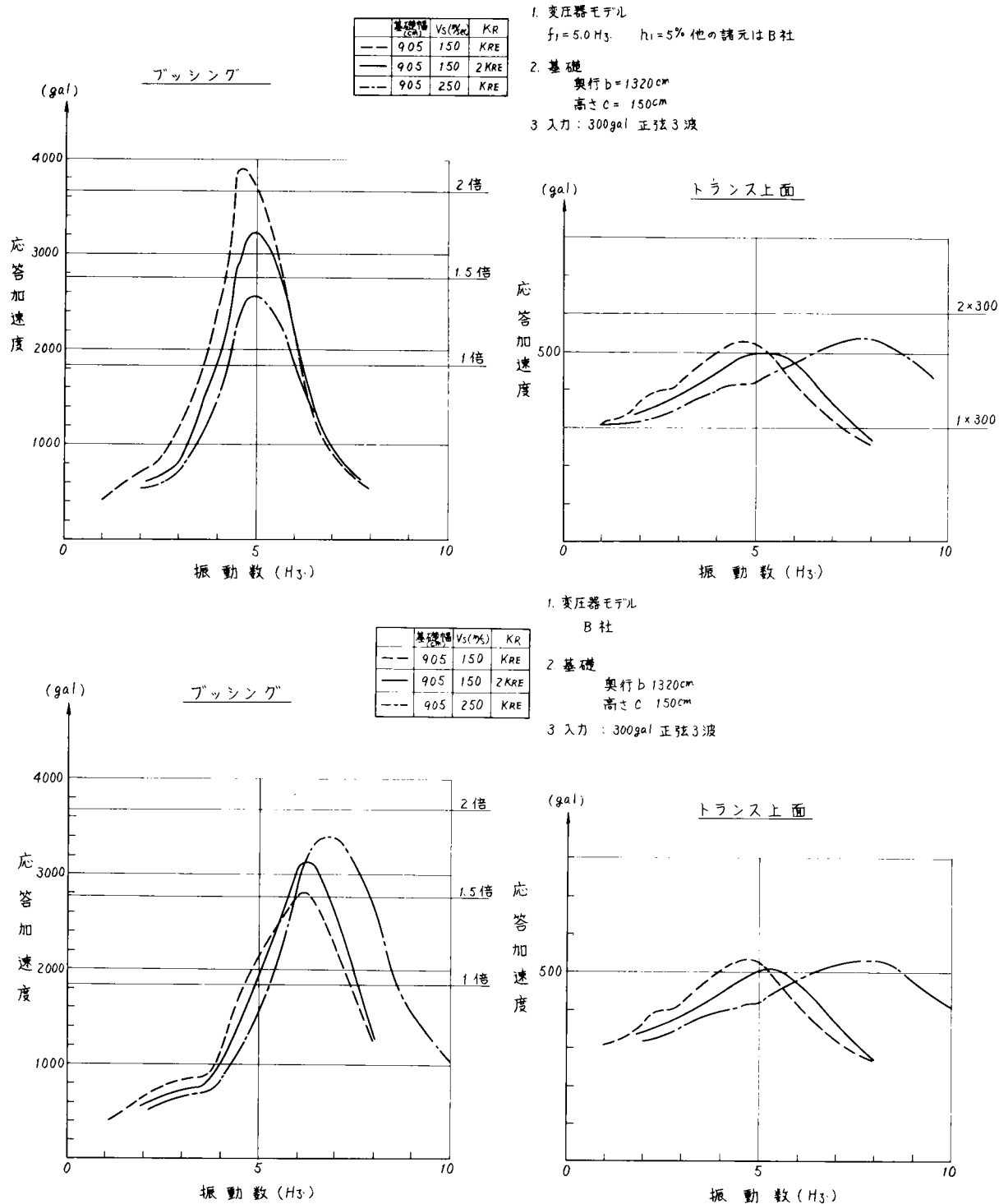


図 5.3.1 (つづき) 変圧器の応答特性

これらの図より次のことがわかる。

- ① ブッシングの応答値は、基礎および変圧器本体諸元が同一であれば、ブッシング・ポケット系の振動特性にのみ依存する。
- ② 変圧器上面の応答値は、基礎および変圧器本体諸元が同じであれば、ブッシング・ポケット系の振動特性に関係なく同じである。

以上の結果は、ブッシングの耐震強度を検討する場合、全体系として検討するかわりにブッシング・ポケット系の部

分モデルで検討可能であることを示している。ただし、その場合使用する入力加速度値としては、全体系の解析から得た応答特性を加味した変圧器上面応答値を使用する必要がある。このように部分モデルで検討可能なのはブッシング・ポケットの重量に比して変圧器本体と基礎の重量が著しく大きいためである。

図 5. 3. 2 には、地盤剛さ ( $V_s$ ) を変化した場合の変圧器上面応答値と共振振動数との関係が示されている。この図より、地盤剛さと共に、変圧器上面応答の共振振動数は大きくなるが、その最大値は変化しないことがわかる。

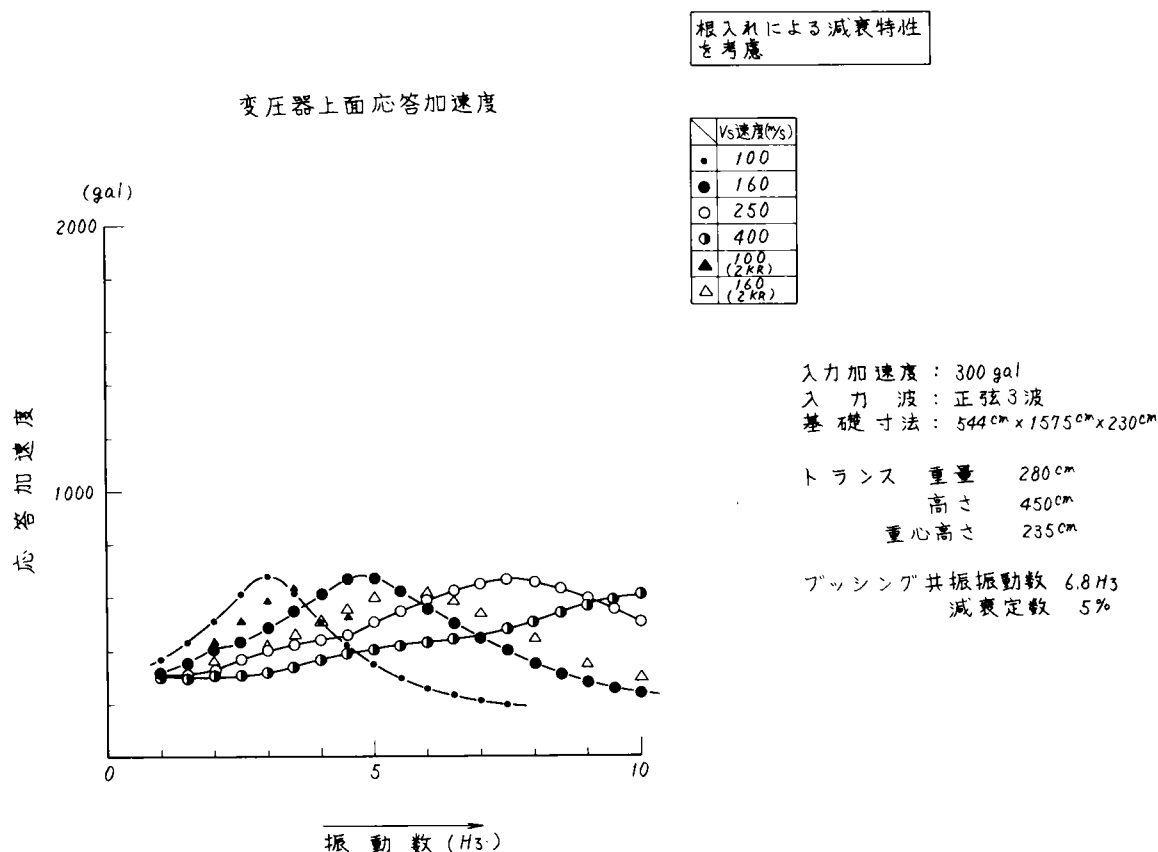


図 5. 3. 2 地盤S波速度の変圧器上面応答に与える影響

図 5. 3. 3 には、ブッシングの固有振動数  $f_1$  ( $f_1$ として 5.0Hz, 6.8Hz) と変圧器本体・基礎・地盤系固有振動数 ( $f_0$ ) の比  $f_1/f_0$  に対するブッシング応答特性 (ブッシング単体での応答に対する全体系としてのブッシング応答の比、「増幅率」と命名する) が示されている。この図より、超高圧変圧器ブッシングの共振振動数領域が変圧器・基礎・地盤系共振振動数に一致する可能性のあること、がいし型機器の場合 1.2 倍程度しか見積る必要のなかった増幅率が  $f_1/f_0 = 1.0$  近くになると、基礎幅によっては 4 倍にもなる場合のあること、がわかる。しかし、変圧器の場合、基礎幅を大きくすることにより、増幅率は 2 倍程度にも小さくなっていることから適切な基礎幅の採用が耐震上の重要な要因になることを示している。本解析結果によれば、増幅率 2.0 以下にするための適切な基礎幅としては 9 m 以上ということになる。また、基礎幅に関係なく増幅率 2.0 以下になる条件は、図 5. 3. 3 より  $f_1/f_0 < 0.7$  となる。したがって、超高圧ブッシングの耐震設計では  $f_1/f_0 = 0.7$  を基準設計と個別設計の判定条件とすればよい。

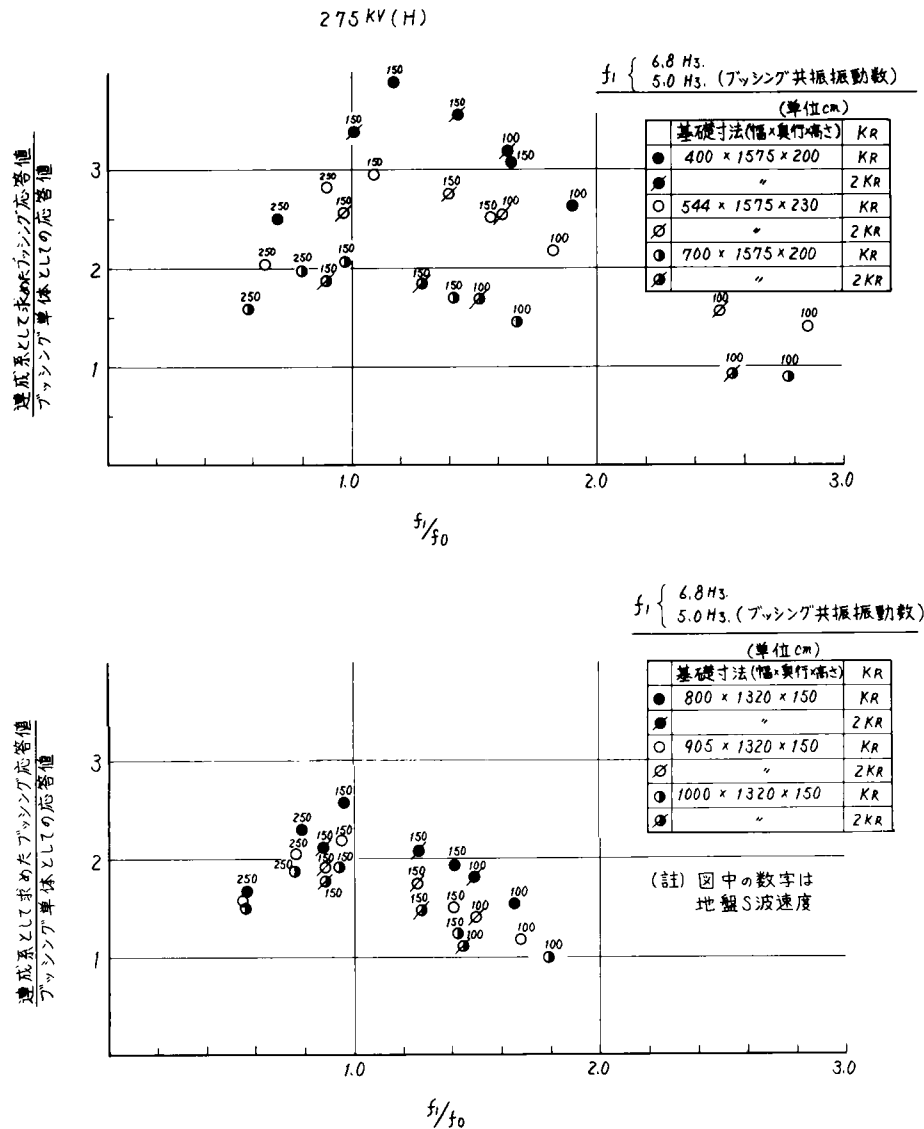


図 5.3.3 変圧器ブッシング応答と  $f_1/f_0$  との関係

## (2) 超々高圧変圧器

超々高圧変圧器の場合フランジ方式ブッシングが採用されているため、がいし型機器の場合と同様、ブッシング下部に発生する曲げ応力が破壊の原因になると考えられる。

図 5.3.4～7 には、表 5.3.1 に示した解析条件に従って求めた解析結果が示されている。これらの図よりブッシングの応答に与える基礎形状の影響について次のことがわかる。

- ① 基礎幅（振動方向）の影響をブッシング応答は著しく受け、拡幅することによりブッシング応答を小さくすることができる。
- ② 基礎奥行（振動直角方向）を大きくすることによりブッシング応答を小さくすることはできるが、その程度は顕著でない。
- ③ 基礎高さを大きくすることによる（根入れ部も増加）効果は軟質な地盤で認められる。しかし、今回の計算では  $V_s$  が  $150 \text{ m/s}$  以上の地盤になるとほとんど影響がなくなる。
- ④ 地盤の回転ばねを 2 倍程度増加する効果しか期待できない杭基礎に対しては、ブッシング応答には杭は影響しないと考えた検討でよい。

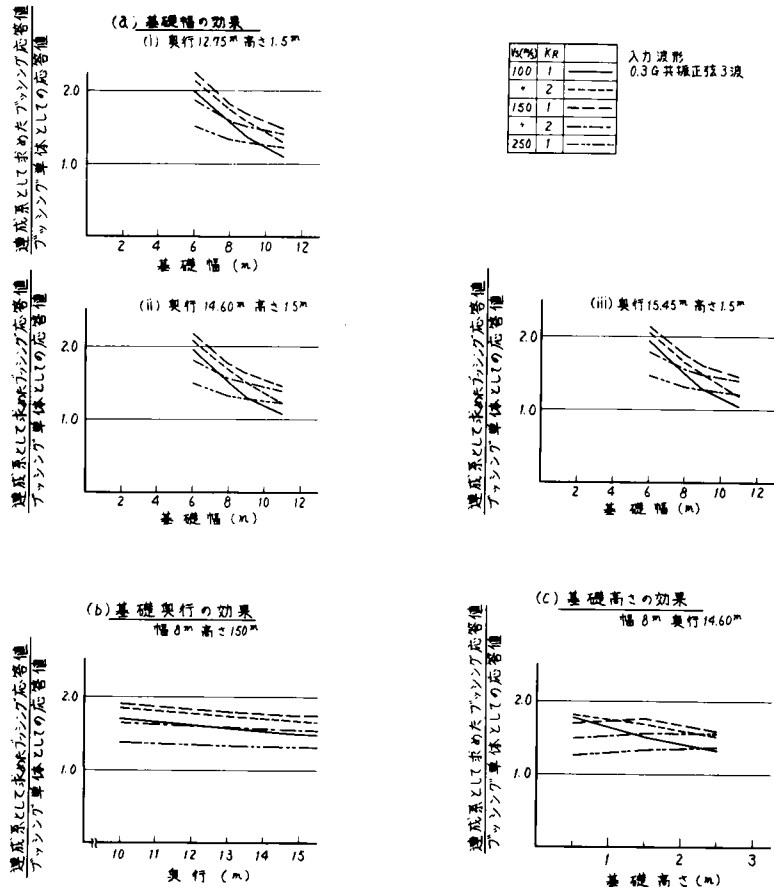


図 5.3.4 超々高圧変圧器の応答特性 (A 社)

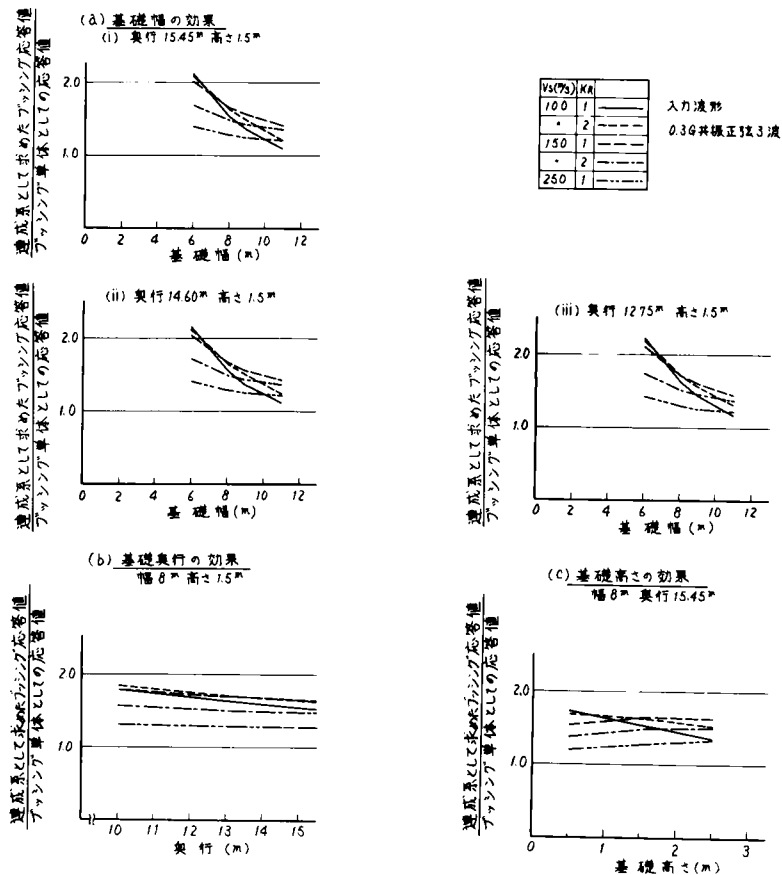


図 5.3.5 超々高圧変圧器の応答特性 (B 社)

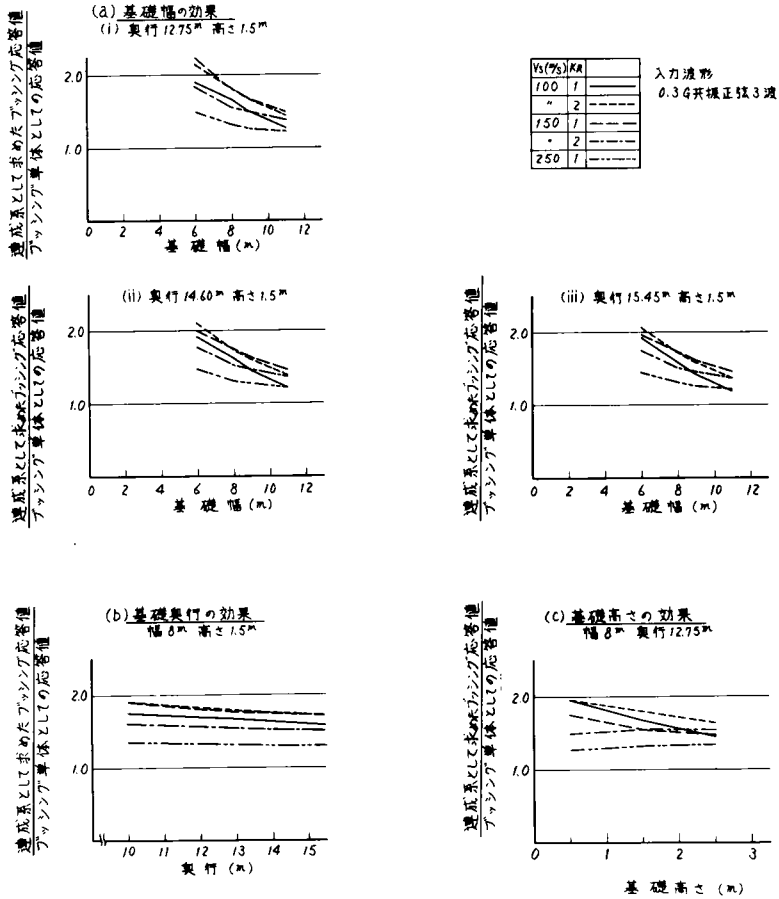


図 5.3.6 超々高圧変圧器の応答特性 (C社)

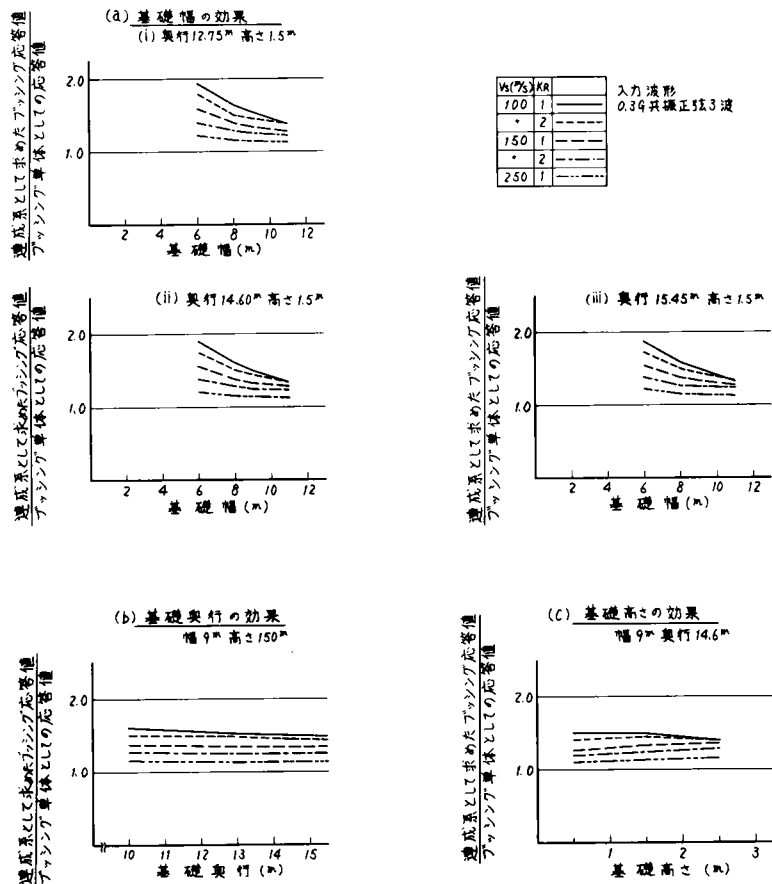


図 5.3.7 超々高圧変圧器の応答特性 (D社)

図 5.3.8～11 には、 $V_s$  および  $f_1/f_0$ （ここに、 $f_1$ : プッシング・ポケット系の共振振動数、 $f_0$ : 変圧器・基礎・地盤系の固有振動数）と応答値との関係が示されている。 $V_s$  で整理した場合に、 $V_s$  が  $100\text{m/s}$  の地盤でのプッシング応答は  $150\text{m/s}$  の地盤での応答より小さな場合が認められる。これは  $f_1/f_0$  で整理した図を見れば理解できる。すなわち、 $V_s$  が  $100\text{m/s} \sim 150\text{m/s}$  の地盤では  $f_1/f_0 \approx 1$  になる可能性があるが、とくに  $150\text{m/s}$  の地盤で共振すると上述のような結果になる。これらの図より超々高圧変圧器については次のことがいえる。

- ① 適切な基礎寸法を採用すれば  $V_s$  が  $150\text{m/s}$  以上の地盤に対しては変圧器・基礎・地盤系での増幅率として 2 倍程度が上限となろう。
- ② 超高圧の場合と異なり、超々高圧の場合には、 $V_s$  が  $150\text{m/s}$  以上の地盤に対しては地盤の  $V_s$  が大きくなるとプッシング応答は小さくなり、 $V_s$  が  $250\text{m/s}$  の地盤では 1.5 倍程度になる。
- ③ ただし、 $V_s$  が  $150\text{m/s}$  以下の地盤に変圧器を据付けの場合には事前に十分の検討が必要である。

以上まとめると  $V_s$  が  $150\text{m/s}$  以上の地盤においては、適切な基礎（7 m 以上）が採用されれば、プッシング・ポケット下端部への入力値として 2 倍が上限と考えられ、地盤が良くなる（剛くなる）につれてその値は低減できる。

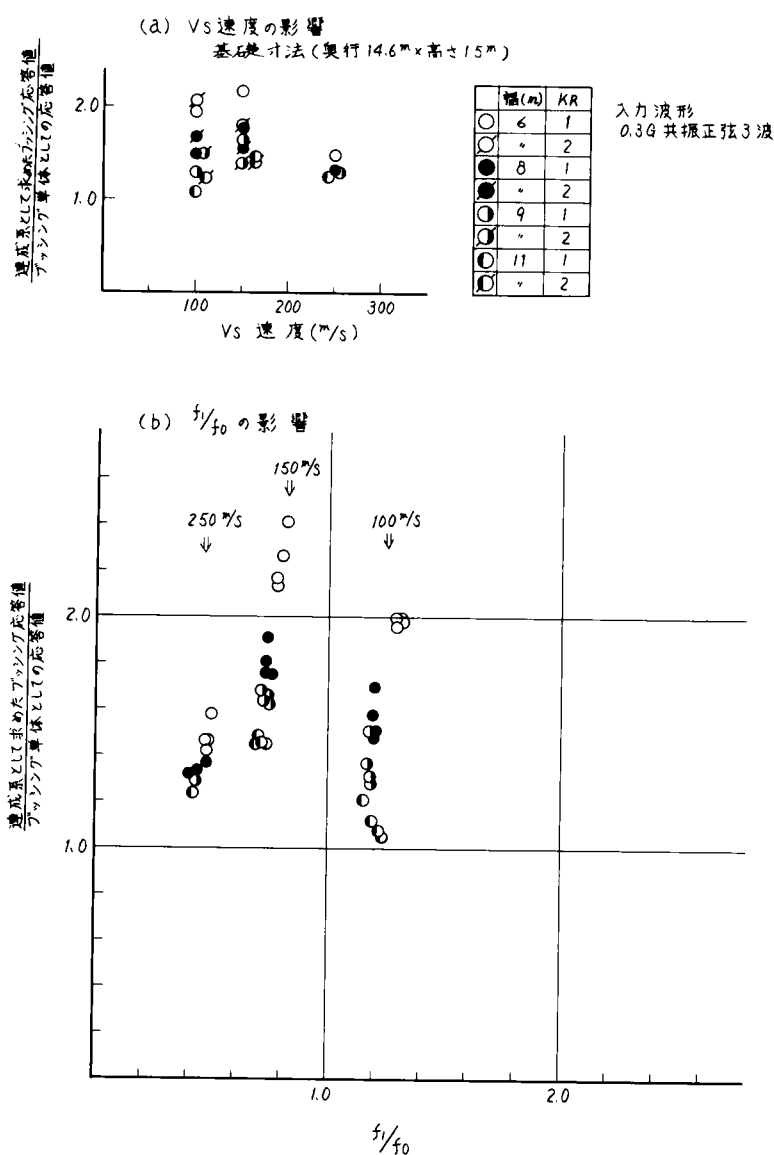


図 5.3.8 超々高圧変圧器の応答特性と  $V_s$ ,  $f_1/f_0$  との関係 (A 社)



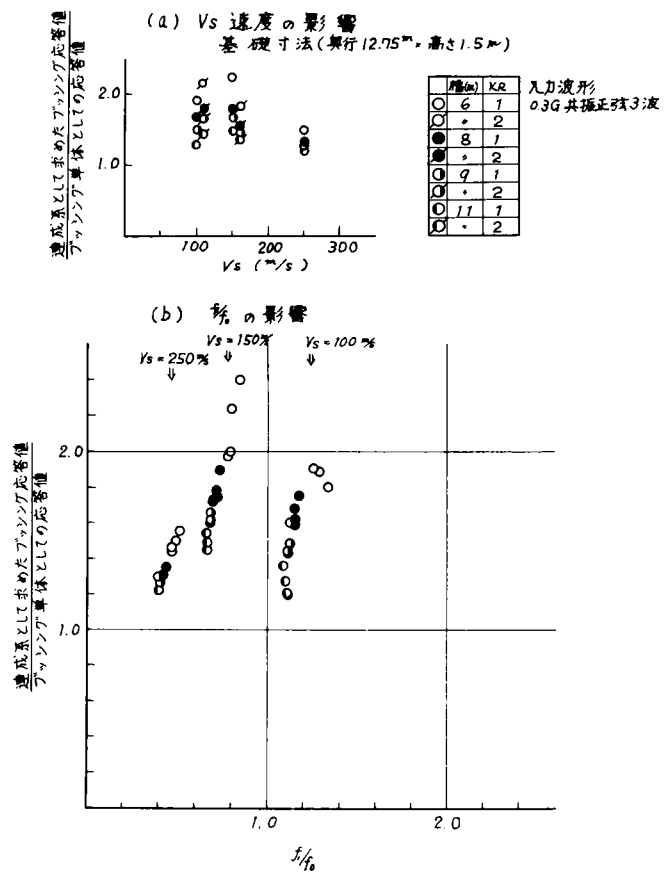


図 5.3.9 超々高圧変圧器の応答特性と  $V_s$ ,  $f_1/f_0$  との関係 (B社)

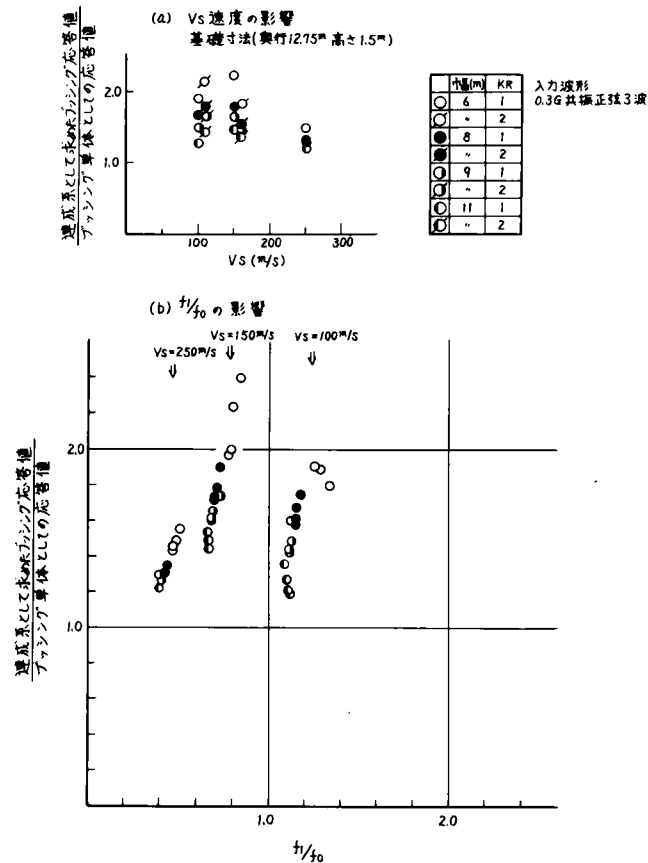


図 5.3.10 超々高圧変圧器の応答特性と  $V_s$ ,  $f_1/f_0$  との関係 (C社)

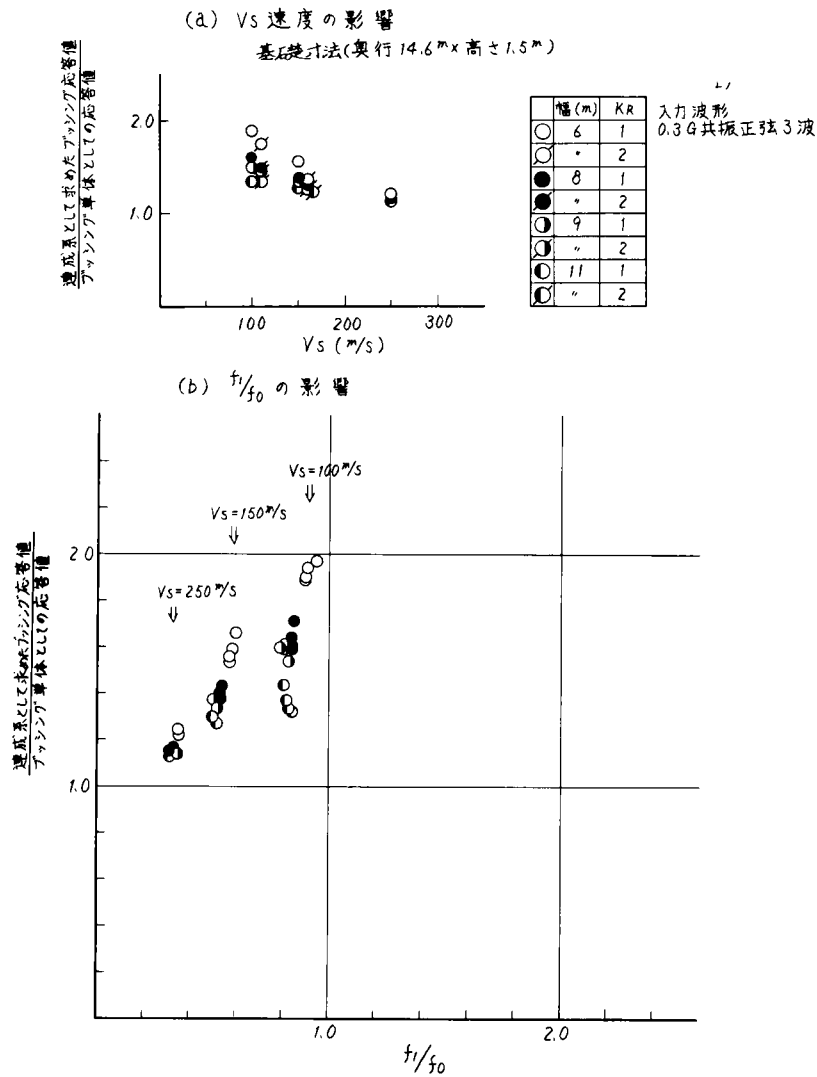


図 5.3.11 超々高压変圧器の応答特性と  $V_s$ ,  $f_1/f_0$  との関係 (D 社)

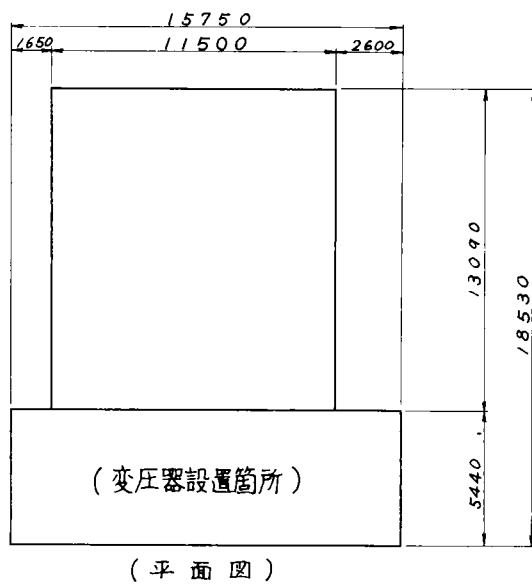
### 5.3.3 変圧器の地震挙動観測

前項では、変圧器本体・基礎・地盤系で地震動が増幅されることが指摘された。しかも地表面地震動が変圧器本体・基礎・地盤系で選択共振した結果ブッシングの固有振動数と一致する場合のあり得ることも示された。解析で指摘されたこのような現象が実際に発生するかどうかを確認するため地震観測を実施した。

観測地点は第 3 章で示した 4 変電所で、同構内の変圧器本体上面と基礎およびその近くの地表面を観測点とした (図 3.1.1, 6)。表 5.3.2 に示されているように、観測対象となっている変圧器は、超高压変圧器と超々高压変圧器がそれぞれ 2 台ずつである。各変圧器の基礎形状および地震計設置位置が図 5.3.12～19 にそれぞれ示されている。各変圧器設置箇所の地盤性状は第 3 章図 3.1.2 に示したものと同一である。応答に影響すると解析で指摘された基礎幅は、今回の対象機器の場合、7.4 m～15.8 m に分布している。

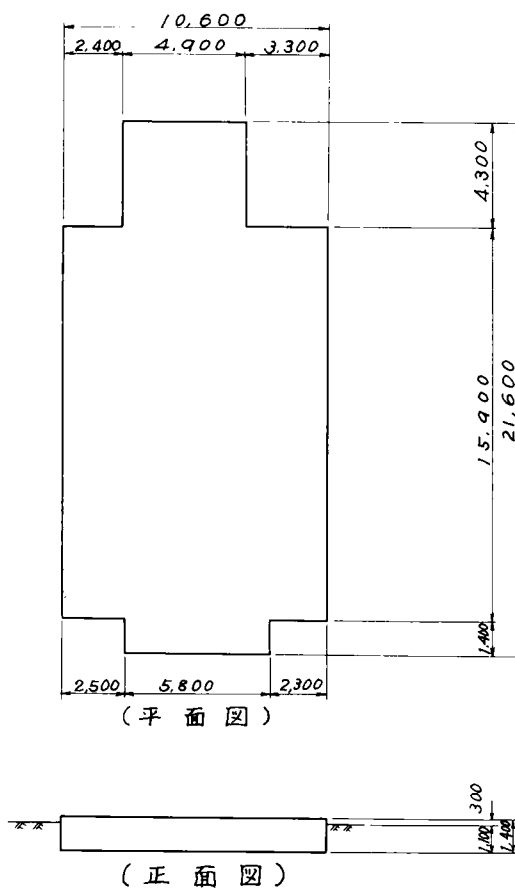
表 5.3.2 変 圧 器 性 能

変 電 所 名	電 圧	容 量	製 造 者	製 造 年	1 相・3 相別
仙 台	275 kV/154 kV	250 MVA	日 立	1978	3 相
新 福 島	500 kV/275 kV	100/3 MVA	日 立	1974	1 相
駿 遠	275 kV/154 kV	450 MVA	東 芝	1974	3 相
紀 ノ 川	500 kV/275 kV	100/3 MVA	日 立	1973	1 相



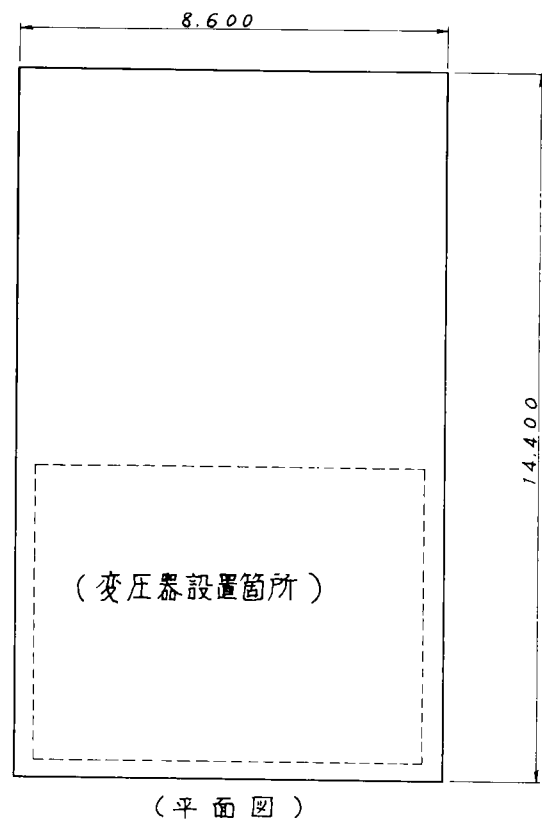
(単位 mm)

図 5.3.1.2 仙台変電所基礎概略寸法図



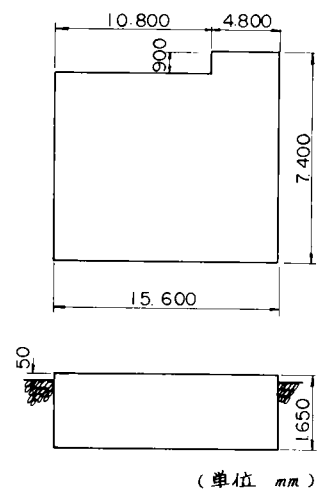
(単位 mm)

図 5.3.1.4 駿遠変電所基礎概略寸法図



(単位 mm)

図 5.1.1.3 新福島変電所基礎概略寸法図



(単位 mm)

図 5.3.1.5 紀ノ川変電所基礎概略寸法図

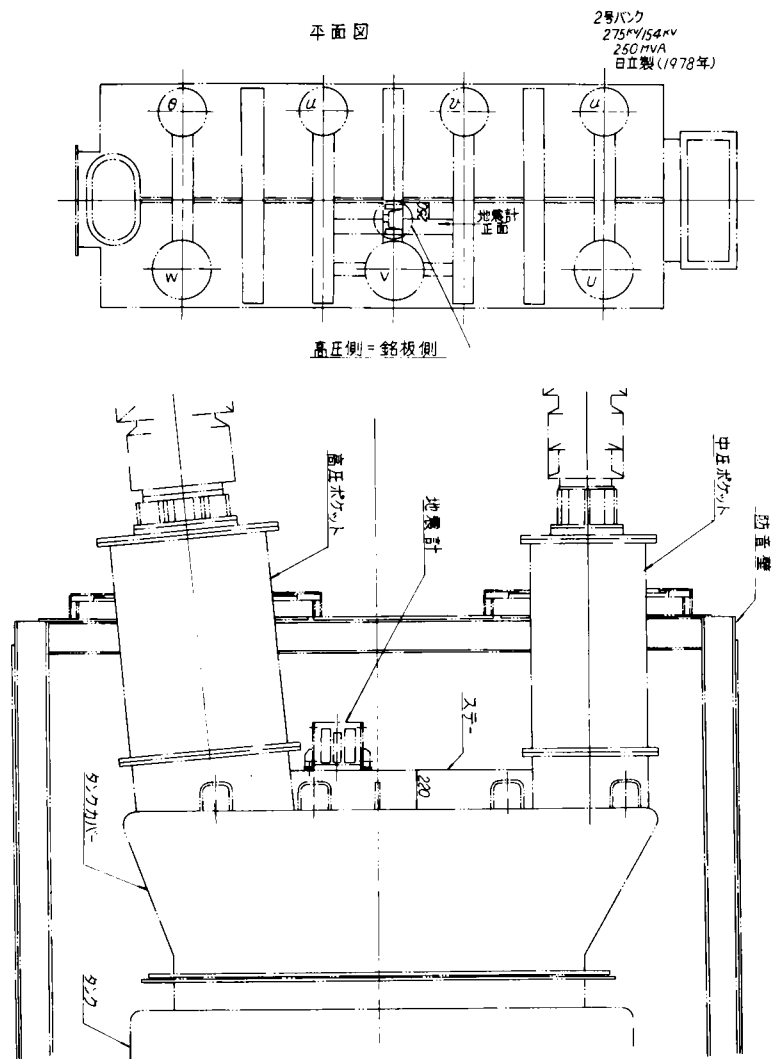


図 5.3.1 6 仙台変電所変圧器上面地震計設置位置

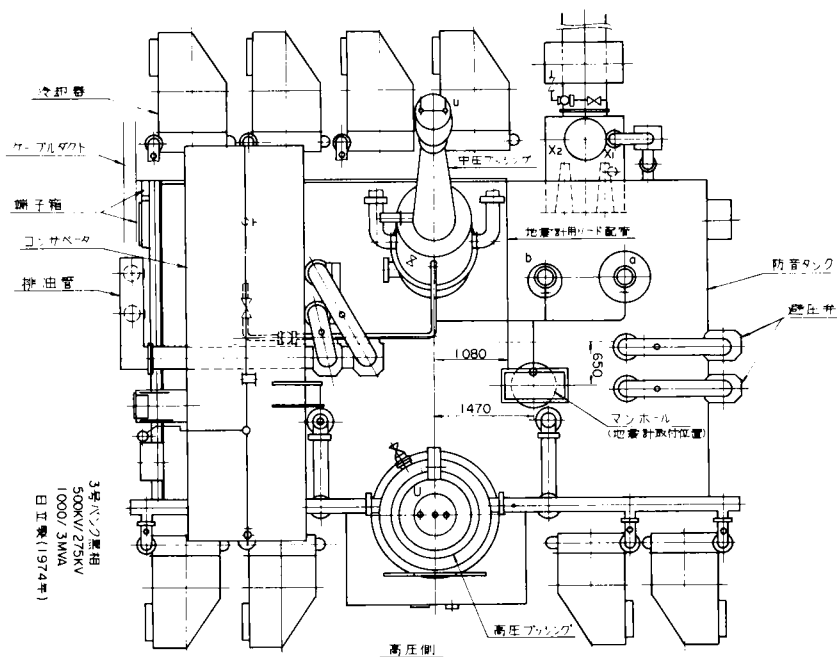


図 5.3.1 7 新潟変電所変圧器上面地震計設置位置

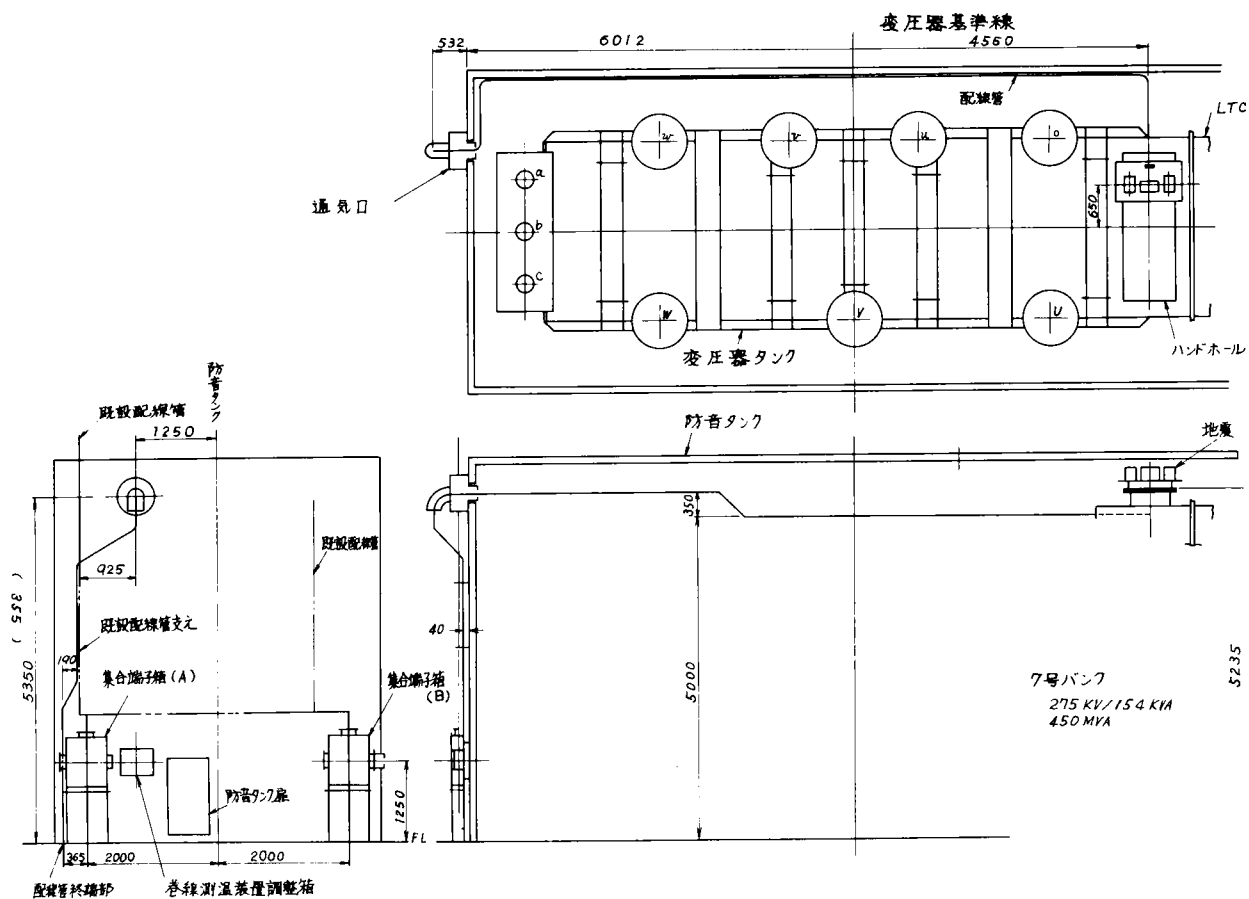


図 5.3.18 駿遠変電所変圧器上面地震計設置位置

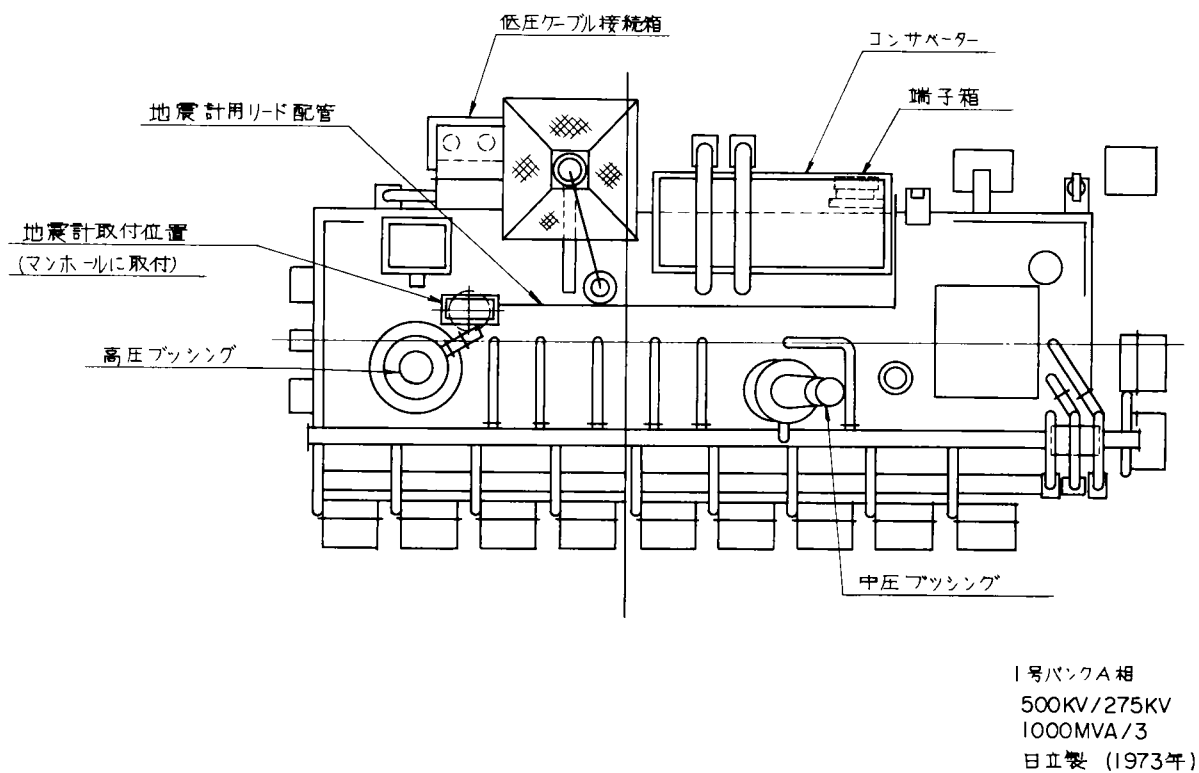


図 5.3.19 紀ノ川変電所変圧器上面地震計設置位置

昭和56年1月現在までに観測できた地震記録が第3章の表3.1.1～4の記号Tの欄に示されている。図5.3.20, 21には地表面と変圧器本体上面での観測波形の例がそれぞれ示されている。この図より、地表面地震記録に認められる高振動数成分は変圧器上面波形では認められず、正弦波的な非常に滑らかな連続する波形に変化している様子がわかる。

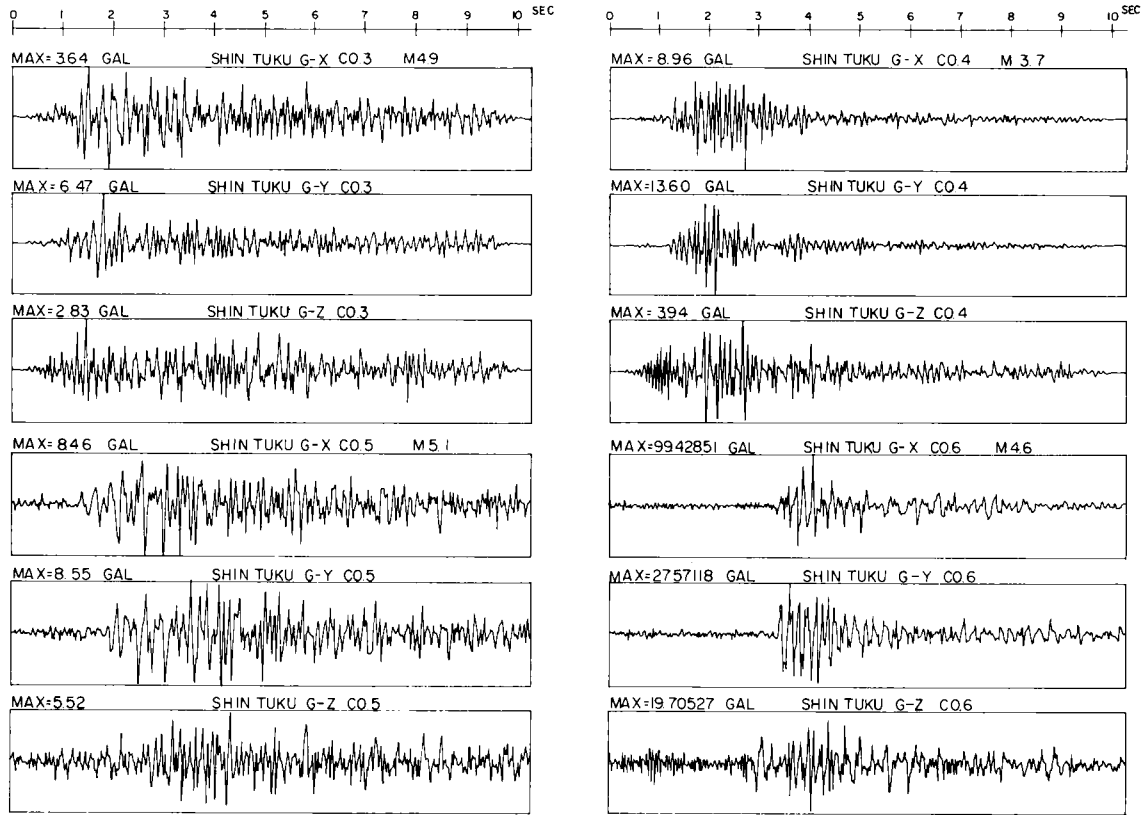


図 5.3.20 観測波形（地表）

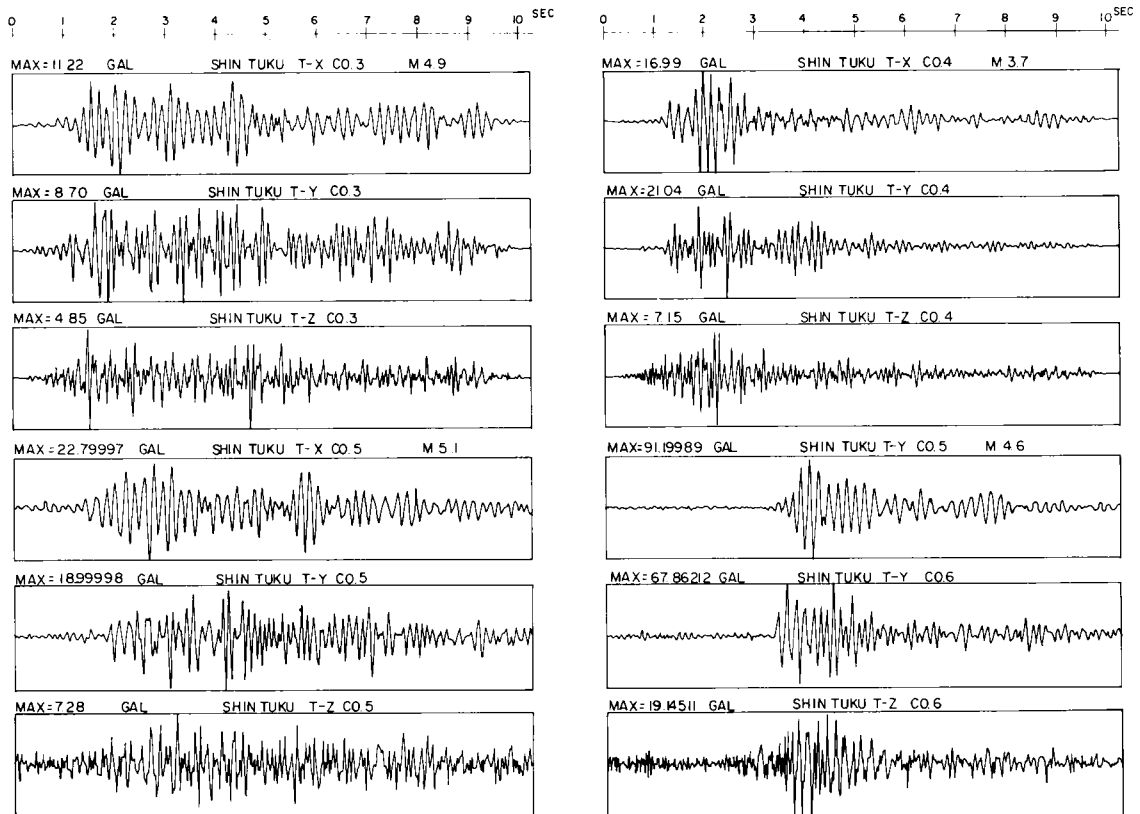


図 5.3.21 観測波形（変圧器上面）

図 5.3.2 2, 2 3 には, 波形の応答値に与える影響をみるため, 第 3 章で定義した  $\beta_{m,max}$  (規準化加速度応答スペクトルの最大値) とその値を示す振動数  $f_n$  との関係が, 地表面観測波と変圧器本体観測波に対して, それぞれ示されている。これらの図より, 地表面波形では大部分の  $\beta_{m,max}$  が共振正弦 2 波以下であるのに対し, 変圧器本体上面波形になると共振正弦 2 波以上の値を示す波形が多くなり, 明らかに選択共振の影響が現われていることがわかる。 $\beta_{m,max}$  を示すときの振動数が地震時の卓越振動数と考えれば, 地表面波形の振動数は広範囲に分布していたのが, 変圧器本体上面波形になると 5 ～ 8 Hz に集中し, この点からも選択共振の影響が認められる。変圧器本体上面の地震動の卓越振動数が 5 ～ 8 Hz であるとの観測結果は, 変圧器本体・基礎・地盤系固有振動数  $f_0$  が同様の値であることを示している。超高压ブッシングの固有振動数  $f_1$  は 6 ～ 7 Hz に存在するため,  $f_1/f_0$  が 1.0 になる可能性を地震観測結果は示している。

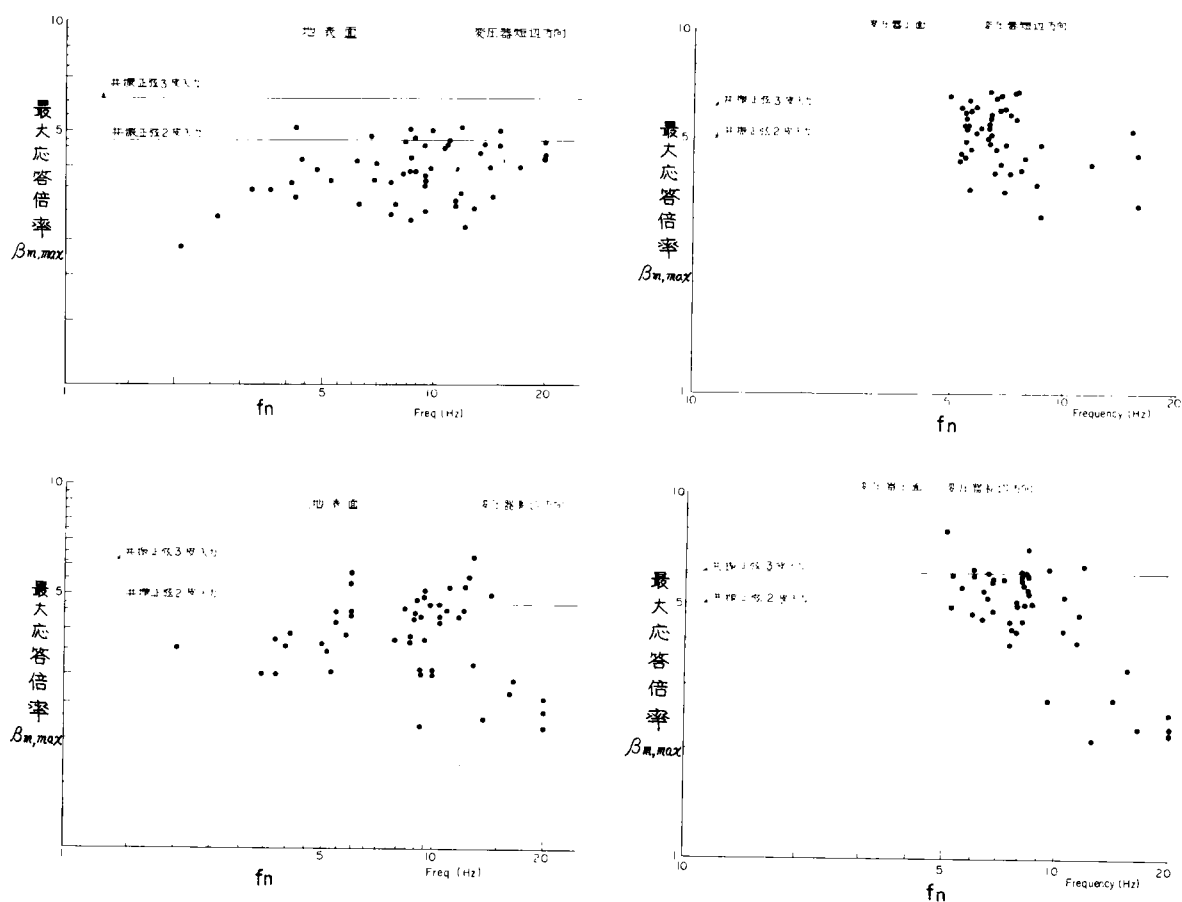


図 5.3.2 2 地表面観測地震波の最大応答スペクトル, 図 5.3.2 3 変圧器上面観測地震波の最大応答スペクトル  
値とその時の振動数との関係 (減衰定数 5%) 値とその時の振動数との関係 (減衰定数 5%)

図 5.3.2 4 には, 変圧器本体上面波形に対する  $\beta_{m,max}$  と共振正弦 3 波入力に対する応答値の比が, 減衰定数 5% の場合について示されている。この図より変圧器上面波形のほとんどが 1.0 以下を示すことから, 変圧器上面波形, すなわち, 変圧器ブッシングへの設計用地震波形として「共振正弦 3 波」が妥当であることがわかる。

図 5.3.2 5 には, 変圧器本体・基礎・地盤系による増幅率を検討するため, 地表面観測地震動の最大加速度値に対する変圧器本体上面での最大加速度値の比が地表面最大加速度値に対して示されている。この比は前項 5.3.2 項の応答解析で定義した「増幅率」とは厳密には異なるが, 同様の値を示すものと考えられる。図 5.3.2 5 の値は種々なマグニチュード

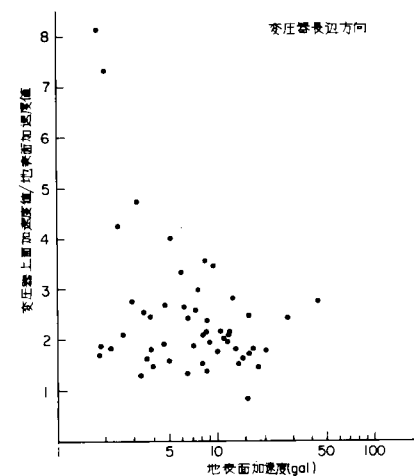
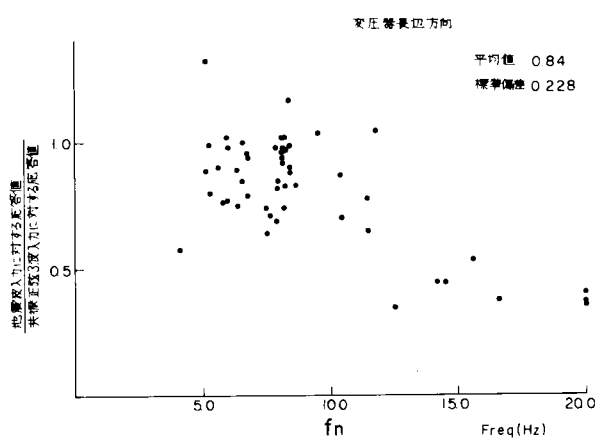
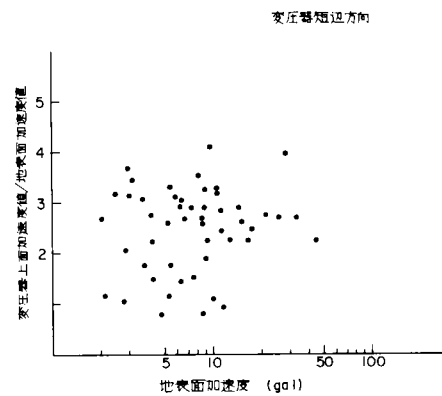
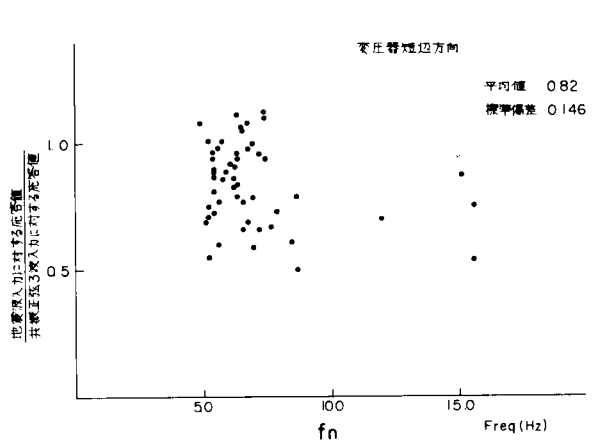


図 5.3.2.4 地震波入力に対する応答値に対する  
共振正弦 3 波入力に対する応答の比

図 5.3.2.5 変圧器・基礎系による増幅率

の地震結果であるため、図 5.3.2.6 には、マグニチュード 5 以上の地震の結果だけを示した。これらの図より最大でも地表加速度 30 gal 程度の小さな地震であるが、1.5～3.5 倍程度の増幅率を示すことがわかる。ただし、地表面加速度値が大きくなるにつれ応答も小さくなる特性を示していることから、地表面加速度が 300 gal にもなれば、観測値で認められた増幅率はさらに小さくなるものと推定できる。

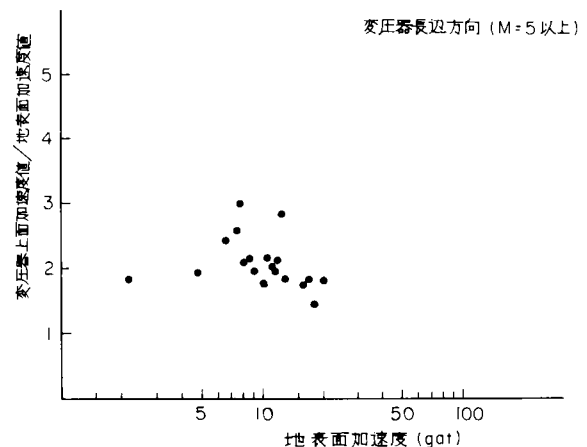
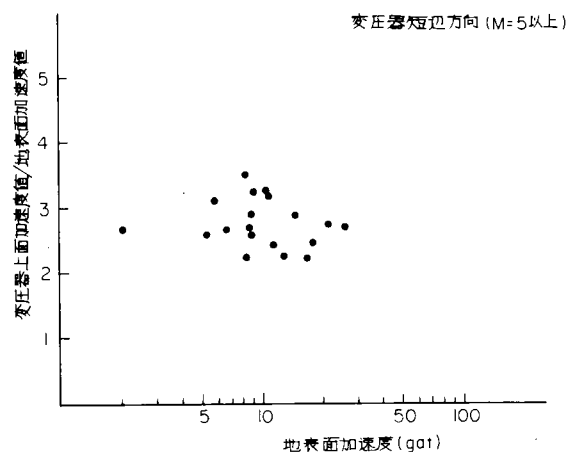


図 5.3.2.6 マグニチュード 5 以上の地震に対する増幅率



### 5.3.4. 変圧器ブッシングの耐震設計法

5.3.2, 3での解析結果および地震観測結果より変圧器の応答特性として次のような点が指摘できる。

① 変圧器本体は剛体であり、その重量も重く、重心位置も高いため、地震荷重に対しては基礎に剛結されている変圧器本体はロッキング振動をする。その結果、変圧器ブッシングへの入力地震動となる変圧器上面での地震動は地表面地震動に比べ増幅されたものになる。

② 変圧器本体・基礎の存在がブッシング応答に与える影響（「増幅率」）を検討した解析結果から次のような点が指摘された。

超高压変圧器：S波速度が250 m/s程度の地盤でも $f_1/f_0$ が1に近づく場合もあるため慎重な検討が必要である。

ただし、基礎幅を9 m以上にすると、増幅率2.0程度以下にすることができる。また、 $f_1/f_0 < 0.7$ であれば増幅率2.0以下となる。

超々高压変圧器：S波速度が150 m/s以上の地盤であれば $f_1/f_0$ は1より小さく、基礎幅7 m程度の基礎で増幅率2.0以下になる。S波速度250 m/sの地盤では1.5倍程度になる。

③ 超高压、超々高压変圧器の地震観測結果から次のような点が指摘された。

変圧器・基礎・地盤系固有振動数 $f_0$ ：超高压ブッシングの固有振動数 $f_1$ にほぼ等しい5～8 Hzに固有振動数をもつ観測結果が得られた。

変圧器上面加速度増幅率：地表面加速度値に比べ変圧器上面加速度値は、1.5倍～3.5倍程度増幅される。この値は地表面加速度が30 gal程度以下の小さな地震で得られた値であるため、300 gal程度の地震時には、その増幅率はさらに小さくなるものと考えられる。

変圧器本体上面加速度波形：地表面波形入力に対する応答値はほとんどが「共振正弦2波」入力以下であるが、変圧器本体上面波形入力に対する応答値は、逆にほとんどが「共振正弦2波」入力以上の応答値を示す。ただし、共振正弦3波入力を越えるものは少ない。

上記解析および地震観測結果より変圧器ブッシングの場合には、 $f_1/f_0$ が1近くなる可能性があり、 $f_1/f_0$ で一義的に増幅率を決めづらいことが判明した。したがって、変圧器ブッシングの耐震設計については、原則として、5.1節に従った解析手法で地点ごとに検討することが好ましい。ただし、超々高压ブッシングについては、地盤のS波速度が150 m/s以上あれば $f_0$ と $f_1$ が一致することはなく、「0.6 g 共振正弦3波」入力で検討すれば十分と考えられる。また、超高压ブッシングの場合でも、基礎幅9 m以上の基礎、または、 $f_1/f_0 < 0.7$ が成立する場合には同様の設計条件での検討が可能である。

## 5.4 結 語

本章においては、1章から4章までの検討結果をもとに、基礎・地盤の影響を考慮したがいし型機器と変圧器ブッシングの耐震設計法について検討した。まず、5.1で変電機器・基礎・地盤系として解析するために必要となるモデル化法と解析手法について検討した。5.2では、がいし型機器について基礎・地盤系も含めた応答解析を行ない、機器の固有振動数 $f_1$ と基礎・地盤系固有振動数 $f_0$ の比 $f_1/f_0$ を使用することによりがいし型機器の応答特性が明解に説明できることを指摘し、 $f_1/f_0$ を用いた耐震設計法を提案した。5.3では変圧器の耐震上の弱点である変圧器ブッシングについてがいし型機器と同様の検討を行なうとともに地震観測結果を加味して、耐震設計法を提案した。以上の内容から得られた主な結論は以下のようになる。

① 基礎・地盤系の存在が機器応答に与える影響を検討する場合、機器モデルとして1次共振振動数の再現できる1質点モデルを使用すればよい。また、地盤ばねの非線型特性は、等価S波速度 $V_{s,eq}$ を用いて考えることにし、弾性

波探查等で得られたS波速度 $V_S$ から $V_S \cdot eq = (0.7 \sim 0.8) V_S$ として評価できる。

- ② がいし型機器応答と地盤剛性（S波速度）、基礎諸元（基礎幅、高さ、根入れ）の関係は、機器固有振動数 $f_1$ と基礎・地盤系固有振動数 $f_0$ の比 $f_1/f_0$ を使用することにより説明できる。とくに、基礎・地盤系が存在することによる機器応答の増幅率（基礎増幅率と呼び（機器・基礎・地盤系として求めた機器応答値）／（機器単体応答値）比として定義）が $f_1/f_0$ で整理すると容易に決定できることを示し、この特性を用いる耐震設計法を提案した。アンケート結果をもとに $f_1/f_0$ の分布を調べた結果、S波速度150m/s以上の地盤では $f_1/f_0$ が0.3以下になること、したがって、基礎増幅率は1.2倍以下であることが判明した。また、地表面設計地震動「0.3g共振正弦n波」の波数nについては、実地震波形に対する応答値比較から $n=2$ の採用を提案し、減衰定数5%の機器の共振正弦3波入力に対する応答値が共振正弦2波入力に対する応答値の1.3倍大きくなることに注目して、上記基礎増幅率1.2倍を波数nを2から3とすることにより吸収するとの立場から、S波速度150m/s以上の地盤に設置するがいし型機器の設計地震力として「0.3g共振正弦3波入力」を提案した。

なお、S波速度150m/s以下の地盤については、図5.2.16から基礎増幅率を求めるか、本章で提示した解析法で個別検討する必要がある。

- ③ 変圧器の耐震上の弱点はブッシングにある。変圧器ブッシングの固有振動数 $f_1$ は、特に、超高圧ブッシングの場合、変圧器本体・基礎・地盤系固有振動数 $f_0$ と一致する可能性のあることを、解析と地震観測結果とから指摘した。したがって、超高圧ブッシングの場合には本章で提示した解析法により地点ごとに検討することを原則とするが、基礎幅9m以上の基礎、または、 $f_1/f_0 \leq 0.7$ の場合には「0.6G共振正弦3波」入力に耐えるように設計すれば良いことを示した。また、超々高圧ブッシングの場合には、S波速度150m/s以上の地盤であれば $f_1$ と $f_0$ が一致することはなく「0.6G共振正弦3波」に耐えるよう設計すればよく、150m/s以下の地盤に対しては本章で示した解析法による個別設計となることを示した。

## 参 考 文 献

- 1) 田治見宏他：建築構造学大系I，地震工学，彰国社，1968年，pp.80～90
- 2) D.D.Barkan：Dynamics of Bases and Foundations, McGraw-Hill Book Co., 1962
- 3) J.R.Hall, Jr：Coupled Rocking and Sliding Oscillations of Rigid Circular Footing, Proc. International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, August, 1967, pp.136～148
- 4) T.K.Hsieh：Foundation Vibrations, Proceedings, Institute of Civil Engineers, London, England, Vol. 22, 1962, pp.211～225
- 5) Per B.Schnabel, J.Lysmer, H.B.Seed：SHAKE, EERC 72-12, Univ. California, Berkeley, Dec.1972
- 6) Y.O.Beredugo, M.Novak：Coupled Horizontal and Rocking Vibration of Embedded Footings, Canadian Geotechnical Journal, 9, 1972, pp.477～497
- 7) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，1976年
- 8) 塩見哲，今出博，堤一：奥吉野地点開閉所盛土地盤の地震時安定性（その1），電力中央研究所，技術第二研究所報告，依頼報告，No.73505，1973年
- 9) 原昭夫，清田芳治：微小・大ひずみレベルの砂の動的挙動，第11回土質工学研究発表会講演集，1976年 pp.331～334

- 10) 酒井運雄, 安田進: 振動三軸実験で求めた土の動的変形特性, 第11回土質工学研究発表会講演集, 1976年  
月, pp.423~426
- 11) 岩崎敏男, 竜岡文夫, 高木義和: 広範囲なひずみ領域における砂の動的せん断変形係数, 第11回土質工学研究発表会講演集, 1976年, pp.347~350
- 12) H.B.Seed, I.M.Idriss: Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses, EERC 70-10, December 1970
- 13) T.R.Kuesel: Earthquake Design Criteria for Subway, Journal of the Structural Div. ASCE, No. ST6, June 1969, pp.1213~1231
- 14) 石油パイプライン技術基準, 日本道路協会, 1974年
- 15) 電気技術指針, 発電編, 変電所等における電気設備の耐震対策指針, JEAG 5003, 日本電気協会, 1980
- 16) 変電設備耐震対策特別委員会報告書, 電気事業連合会, 1980年
- 17) 変電機器耐震設計専門委員会: 変電機器の耐震設計, 電気協同研究会, 1978年

## 第 6 章 結 論

## 第6章 結 論

以上、変電機器の耐震設計法を確立するために、変電機器の耐震上の弱点を抽出するための地震被害調査、耐震上の特徴を把握するための変電所地盤、基礎および変電機器の調査・検討、設計地震動を検討するための4変電所における地震観測、モデル地盤による地震動増幅特性の検討および加速度期待値の推定、変電機器と地盤との動的相互作用を検討するために必要な地盤モデル化手法についての検討等を行ない、その成果に基づいて変電機器の固有振動数  $f_1$  と基礎・地盤系固有振動数  $f_0$  の比  $f_1/f_0$  を使用した設計法の提案を行なった。

本論文で得られた主な研究成果を述べて結論とする。

1章においては、1948年福井地震以降の地震被害調査を行ない、変電機器の耐震設計手法を確立していくうえで必要となる問題点の指摘を行なった。その結果、耐震設計上必要となる検討項目として、①地盤条件を考えた設計地震動、②変電所地盤に設置された状態での変電機器挙動、③地盤破壊（液化化、不同沈下等）、④電力系統網という観点からの耐震設計などが指摘されたが、このうち③については変電機器の寸法、重量から考えて変電機器特有の問題点はないこと、④については本論文の目的が変電機器の機械的強度を決める耐震設計法の確立であるため系統としての耐震設計は含めない、との観点から取り扱わないことにし、上記①と②を対象として変電機器の耐震設計法の確立を計ることにした。

2章においては、変電機器の耐震設計を考えていくうえで必要となる変電所地盤・基礎・機器の特徴について、アンケート調査結果等から検討した。その結果、他の電力施設がおおむね類似の地盤条件の地点に建設されるのに対し、変電所は切土・盛土・在来地盤等様々な地盤に建設され、しかも、同一構内にそのような地盤条件が混在することなどが判明した。なお、変電所地盤の多くは、N値5以上、S波速度150m/s以上である。基礎については、機器重量が軽いこともあって機器寸法に合せて設計すれば基礎の安定条件は満たされること、杭基礎を採用する場合も杭本数は数本程度と少ないことなどが判明した。変電機器については、工場で生産される製品であること、機器の多くは共振振動数が数Hz、減衰定数5%程度の共振しやすい構造物であること、構造上の主要部分が脆性材料であるが、いしで構成されているためねばりのある構造物とはいえず、その耐震強度は地震時の最大発生ひずみ（または応力）で決まること、機器の形状・寸法・重量から判断して振動台実験による検証が可能なことなどが判明した。

3章においては、設計地震動についての検討を行なった。そのために、変電所地盤での地震観測、変電所地盤モデルによる表層地盤による地震動増幅特性の解析、既発表資料による地震観測結果の検討および全国重要変電所210ヶ所の基盤加速度期待値の推定等を行なった。設計地震動は、2章の検討結果から考えて、変電所地表面で設定すべきであるとの判断のもとに検討した。その結果、検討対象とした地表面地震波730波形のうち、その最大応答値が共振正弦2波入力に対する応答値を越えるものは、76波形（10%）、共振正弦3波入力に対する応答値を越えるものは1波形に過ぎないこと、確率年として、変電機器の寿命の3倍である75年を採用した場合に変電所地盤地表面における加速度値として300gal以上となる確率は1.7%に過ぎないことが判明した。したがって、最大応答値によってその耐震強度が決まる変電機器に対して、2章での結果も勘案して、地表面における設計地震動として「0.3g共振正弦2～3波」入力を提案した。

4章においては、変電機器・基礎・地盤連成系として解析する場合に必要な基礎と地盤の動的相互作用効果について検討した。まず、基礎を支える地盤をばねとダッシュポットでモデル化することにし、そのモデル諸係数を求めるための起振実験で必要となる解析法、起振実験時に必要な起振機モータ容量の算定法および実験時の注意事項をまとめ、「起

振実験法」の確立を計った。この結果を踏まえて、9ヶ所の地盤で基礎の起振実験を実施し、直接基礎と杭基礎の地盤ばね係数・減衰係数について検討を行なった。その結果、地盤ばね係数は基礎応答変位依存性と基礎接地面積依存性を示すことが判明した。また、これら依存性の基礎の寸法効果を評価する式(式(4.3.31))を誘導した。この結果を、変電所盛土地盤の起振実験結果に適用し、地盤ばね係数の非線形特性を分類し、3種の地盤条件と対応づけた。なお、地盤が弾性域と判断できる状態での地盤ばね係数、減衰係数は、弾性波検層(または探査)から求めたS波速度を使用することにより半無限弾性体理論から推定できることが判明した。また、変電機器基礎の場合、扁平な形状のため並進振動モードが卓越するが、その振動モードに関する水平ばね係数と減衰係数が振動数依存性を示さない事実は、地盤のモデル化の上で重要な指摘事項である。杭基礎の場合には、変電機器基礎程度であれば、複雑な理論計算をしなくても、水平ばね係数・減衰係数については直接基礎と同じ値を、回転ばね係数・減衰係数については直接基礎の倍程度の値を使用することでモデル化できることを示した。なお、変電機器耐震設計上重要な役目をする基礎・地盤系固有振動数 $f_0$ を求める近似式を誘導し、実験値で検証した。

5章においては、1章から4章までの成果を踏まえて、基礎と地盤の動的相互作用を考慮した変電機器の耐震設計法の提案を行なった。設計という立場からは、地盤ばね係数の非線形特性に注目するのは得策でないため、個別設計時以外は地盤を評価するために等価S波速度を使用することにした。がいし型機器の場合、基礎増幅率(「機器単体応答値」に対する「機器・基礎・地盤系として求めた機器応答値」の比)は $f_1/f_0$ ( $f_1$ :機器固有振動数、 $f_0$ :基礎・地盤系固有振動数)で整理すると機器の固有振動数や減衰定数、基礎寸法、地盤S波速度、地震入力波形等に関係なく $f_1/f_0$ の関数となることが判明した。この関係を用いて、 $f_1/f_0$ を使用することにより基礎と地盤の動的相互作用を考慮する設計法(図5.2.19)を提案した。さらに、がいし型機器、基礎および地盤に対するアンケート調査結果をもとに $f_1/f_0$ 比分布を検討し、かつ、第3章で得られた地表面における設計地震動を勘案することにより、がいし型機器の耐震設計として「S波速度が150m/s以上の地盤に設置されるがいし型機器は0.3g共振正弦3波入力に耐えるように設計する。また、S波速度150m/s以下の地盤に設置される機器に対しては、 $f_1/f_0$ を計算し、図5.2.16から求めた基礎増幅率を地表面設計地震動に加味した入力で設計するか、本章で提示した解析法で個別設計をする」を提案した。変圧器ブッシングの場合、特に、超高压ブッシングの $f_1$ は変圧器本体・基礎・地盤系固有振動数 $f_0$ と一致する可能性のあることが解析と地震観測とから指摘された。したがって、超高压ブッシングの耐震設計は、原則として本章で示した応答解析法により個々に検討することが望ましい。ただし、基礎幅9m以上の基礎または $f_1/f_0 \leq 0.7$ の場合には、「0.6g共振正弦3波入力」に耐えるように設計すればよいことを示した。また、超々高压ブッシングの場合はS波速度150m/s以上の地盤であれば $f_1$ と $f_0$ は一致することもなく、「0.6g共振正弦3波入力」に耐えるように設計すればよく、S波速度150m/s以下の地盤に対しては本章で示した解析法により個別設計することが望ましいことを示した。

本論文で提案した内容は、日本電気協会、電気技術指針、発電電編、変電所等における電気設備の耐震対策指針、J EAG 5003 で採用され、各電力会社ですでに活用されていることを附記しておく。

## 謝 辞

著者が変電設備の耐震設計に関する研究を始めたのは、1970年に当時直接の上司（耐震第2研究室長）であり、変電機器の耐震設計を研究テーマにしておられた堤一博士（現宮崎大学教授）から、関西電力㈱として最初の超々高圧級変電所である西京都変電所の変電機器の耐震設計の検討を命ぜられたのが、契機となっている。その後、1975年頃まで、超高圧・超々高圧変電所新設地点ごとに、原位置での起振実験を実施し、基礎と地盤の相互作用の検討を行なったが、関西電力㈱変電土木担当課長坪内栄一郎氏、各建設所長らの支授および当所沢田義博主査研究員、橋本宏一主査研究員、今出博主査研究員らの協力がなければ成し得ないものであった。また、基礎と地盤の相互作用ばねを用いた変電機器・基礎・地盤系モデルによる動的応答解析を行なう過程において増子芳夫主査研究員と花田和史主査研究員には有意義な助言を多々頂いた。

1975年頃になって変電機器の耐震設計法を基礎・地盤も含めた形でまとめる必要を痛感し、作業を始めた。この過程で地盤耐震部長桜井彰雄博士から頂いた助言「変電機器は工場で生産される流通商品であることを念頭においてまとめなければ意味がない」は、本耐震設計法の大原則となっている。また、共振正弦 $n$ 波の波数 $n$ をどのような方法で検討していくか悩んでいた時期に平隆臣氏（東京芝浦電気㈱）らとの議論が応答スペクトルの利用に結びついた。さらに、懸案事項であった杭基礎のモデル化法の確立に必要な直接基礎と杭基礎の比較実験は、土木技術研究所長千秋信一博士の援助、地震波動研究室長江利靖行博士の指導および今は亡き角田武司氏（当時慶務課長）の協力を得て上下-水平2軸振動台基礎用杭を使用して実施できた。

1978年宮城県沖地震は、本論文がほぼまとめる時機に発生し、しかも、超高圧変電所が多大の被害を被った。提案しようとしていた変電機器の耐震設計法の検証材料を自然が提供してくれたという意味では、非常に幸運であった。当所と電気事業連合会とが協力し、当所副所長林正夫博士の指導のもとに、被害調査・原因究明および耐震設計の見直しを行なうことになった。さらに、変電所での地震観測も始めた。実作業にあたっては、当時耐震研究室長渡辺啓行博士（現埼玉大学助教授）の絶大なる協力を得た。また、電気事業連合会「変電設備耐震対策特別専門委員会」の各委員、地震観測を実施した変電所長および東北電力関係各位にも御支援を頂いた。

その結果は、本論文で提示した内容としてまとめることができ、1980年電気協会「変電所等における電気設備の耐震対策指針」において大筋が採用されることになった。この間、名古屋大学名誉教授宮地巖博士および電気協同研究会の委員の方々には、適切な御助言を頂いた。膨大なデータ整理には無数のアルバイトの方々や東海大学の卒論生にお世話になった。以上の諸氏に甚大なる謝意を表わす次第である。

また、本論文をとりまとめるにあたっては、京都大学工学部教授赤井浩一博士からは暖かい御指導と御助言を頂いた。さらに、京都大学防災研究所教授土岐憲三博士からは懇切な御指導を受けた。ここに記して、深く感謝の意を表わす次第である。

## 主要記号一覧表

A: 基礎底面積	I: 基礎底面中心軸回りの断面 2 次モーメント ( $= \frac{1}{12} ab^3$ )
a: 基礎幅	i: 虚数単位
a: 接線方向加速度 ( $= r_i \frac{d\omega}{dt}$ , 4.2.2 のみで使用)	$i_0: i_0 = \sqrt{\frac{I_G}{M}}$
$a_0$ : 無次元振動数 ( $= \frac{r_0 \omega}{V_s}$ )	J: 慣性モーメント
b: 基礎奥行	$K_H$ : 地盤の水平ばね係数
$C_I$ : 変電機器の減衰係数	$K_{HS}$ : 根入れ部地盤による水平ばね係数
$C_H$ : 地盤の水平減衰係数	$K_j$ : j 次モードばね係数
$C_{HS}$ : 根入れ部地盤による水平減衰係数	$K_R$ : 地盤の回転ばね係数
$C_j$ : j 次モード減衰係数	$K_{RS}$ : 根入れ部地盤による回転ばね係数
$C_R$ : 地盤の回転減衰係数	$K_V$ : 地盤の上下ばね係数
$C_{RS}$ : 根入れ部地盤による回転ばね係数	$K_I$ : 変電機器のばね係数
$C_V$ : 地盤の上下減衰係数	$[K]$ : 剛性マトリックス
$[C]$ : 減衰マトリックス	$[K]$ : 剛性マトリックス (基礎根入れ有り)
$[C]$ : 減衰マトリックス (基礎根入れ有り)	$k'$ : 接地面積によって決まる定数
c: 基礎高さ	$K_H$ : 水平動的 k-値 ( $= \frac{K_H}{A}$ )
$c_H$ : 単位面積当りの地盤の水平減衰係数 ( $= \frac{C_H}{A}$ )	$k_V$ : 上下動的 k-値 ( $= \frac{K_R}{I}$ )
$c_V$ : 単位面積当りの地盤の回転減衰係数 ( $= \frac{C_R}{I}$ )	$k_{qe}, k_{ve}$ : 実験定数
$d_h$ : 並進振動に対する土柱の有効深さ	L: 基礎根入れ深さ
$d_V$ : 上下振動に対する土柱の有効深さ	$\ell$ : 基礎重心と起振力作用点間距離
E: 地盤のヤング率	$\ell_0$ : 基礎底面・重心間距離
$e_0: e_0 = \sqrt{\frac{K_R}{K_H}}$	$\ell_1$ : 機器重心・基礎重心間距離
F: 起振力 ( $= m_0 r \omega^2 \sin \omega t$ )	M: マグニチュード (第 1, 2, 3 章で使用)
$F_c$ : 遠心力	M: 基礎質量
{F}: 外力ベクトル	$M_j$ : j 次モード質量
f: 振動数	$M_I$ : 変電機器質量
$f_1$ : 変電機器固有振動数	$[M]$ : 質量マトリックス
$f_0$ : 基礎・地盤系固有振動数 (並進・回転連成振動)	$m_i$ : 質点 i の質量
$f_n$ : $\beta_m, \max$ を示す固有	$m_0$ : 偏心質量
G: 地盤のせん断弾性係数	$m_0 r$ : 偏心モーメント (起振機)
g: 重力加速度	N: 標準貫入試験における打撃数, N 値
H: 土柱高さ (表層厚)	n: 正弦波波数
$h_H$ : 並進モード減衰定数 ( $= \frac{C_H}{2\sqrt{K_H M}}$ )	$P_m$ : 回転体の運動エネルギーの時間的変化, パワ (電力)
$h_R$ : 回転モード減衰定数 ( $= \frac{C_R}{2\sqrt{K_R I_G}}$ )	$P_1$ : 起振速度制御のために必要な電動機パワ
$h_j$ : j 次モード減衰定数	$P_2$ : 定常振動を維持するために必要な電動機パワ
$h_V$ : 上下モード減衰定数 ( $= \frac{C_V}{2\sqrt{K_V M}}$ )	$P_1, P_2$ : 実験定数
$I_0$ : 基礎重心軸回りの質量慣性モーメント	Q: 水平力



$q_1, p_2$ : 実験定数	$\Delta$ : 震央距離
$r_i$ : 質点 $i$ と回転軸との距離	$\delta$ : 根入れ比 ( $= \frac{L}{r}$ )
$r, r_0$ : 載荷板半径	$\delta : \delta = \frac{Q}{r}$ ( 4.3.3 のみで使用 )
$S$ : 基礎重心と地盤水平ばね作用点間距離	$\eta : \eta = \frac{b}{a}$ ( 式 (4.3.38) のみで使用 )
$S$ : 基礎接地面積 ( 4.2.5 のみで使用 )	$\eta$ : 半径比 ( 4.3.3 のみで使用 )
$S_1, S_2$ : 積分領域	$\eta$ : 地盤の内部せん断減衰係数
$T$ : トルク	$\theta$ : $\theta$ の複素振幅値
$T_i$ : 質点 $i$ が回転軸に与えるトルク	$\theta_0$ : $\theta$ の振動振幅値
$T_n : \rho_{m, \max}$ を示す固有周期	$\theta$ : 基礎回転角
$T'$ : 損失トルク	$\theta_E$ : 実験定数
$t$ : 時間	$\mu$ : 平均値
$U$ : $u$ の複素振幅値	$\nu$ : ボアソン比
$U_0$ : $u$ の振動振幅値	$\pi$ : 円周率
$u$ : 基礎重心位置水平変位	$\rho_0$ : 基礎密度
$V_s$ : 地盤 S 波速度	$\rho_s$ : 地盤密度
$X$ : 確率変数 ( 基礎加速度期待値 )	$\sigma$ : 標準偏差
$\{X\}$ : 変位ベクトル	$\sigma_m$ : 平均主応力
$\dot{\{X\}}$ : 速度ベクトル	$\varphi$ : 位相遅れ角
$\ddot{\{X\}}$ : 加速度ベクトル	$\varphi_j$ : $j$ 次モード位相遅れ角
$x$ : $X$ の標本値	$\varphi_u$ : 起振力に対する $u$ の位相遅れ角
$y_T$ : 基礎上面応答変位	$\varphi_\theta$ : 起振力に対する $\theta$ の位相遅れ角
$y_B$ : 基礎底面水平変位	$\omega$ : 円振動数 ( $= 2\pi f$ )
$y_{BE}$ : 実験定数	$\omega_H : \omega_H = \sqrt{\frac{K_H}{M}}$
$\ddot{y}$ : 地動加速度	$\omega_j$ : $j$ 次円固有振動数
$Z$ : 地中深さ	$\omega_0$ : 固有振動数
$Z$ : 確率変数 ( 表層地盤の増幅率, 第 3 章のみで使用 )	
$Z_j$ : 基礎重心を原点とした場合の $j$ 次回転中心の座標	
$Z_0$ : $z$ の振動振幅値	
$z$ : 基礎上下変位	
$z$ : $Z$ の標本値 ( 第 3 章のみで使用 )	
$\alpha$ : 根入れ効果 ( $= \frac{K_{HS}}{K_H}$ )	
$\alpha_H$ : 円形接地面の $K_H$ と矩形接地面の $K_H$ との比	
$\alpha_m$ : 金井式や岡本式から推定された基礎最大加速度	
$\alpha_R$ : 円形接地面の $K_H$ と矩形接地面の $K_H$ との比	
$\beta$ : 根入れ効果 ( $= \frac{K_{RS}}{K_R}$ )	
$\beta_m$ : 最大入力加速度に対する最大応答加速度の比 ( 規準化加速度応答スペクトル値 )	
$\beta_{m, \max}$ : 規準化加速度応答スペクトル ( $\beta_m$ ) の最大値	
$r$ : せん断ひずみ	

## 正 誤 表

頁	行, 図, 表	誤	正
42	下 8 行目	「(盛土厚約 11 m)」	「(盛土厚約 12 m)」
44	下 5 行目	「(厚 約 11 m)」	「(厚 約 12 m)」
73	式 4.2.14	$K_{RS}$ の分子第 3 項「 $+\alpha K_H$ 〔…………〕」	「 $+K_{HS}$ 〔…………〕」
82	上16行目	「5 $\omega$ att」	「5 watt」
84	上 2 行目	「平均速度を振動数として表示したものであり」	「平均速度を用いて振動数に換算したものであり」
96	表 4.3.1	「 $K_{30}$ (kg/cm <sup>2</sup> )」	「 $K_{30}$ (kg/cm <sup>2</sup> )」
102	下 6 行目	「各偏心モーメントごとに」	「各起振力または偏心モーメントごとに」
115	上 3 行目	「(System dampig)」	「(System damping)」
119	上 7 行目	「 $h_H$ は理論値と良い一致を示すが」	「 $h_H$ は理論値が示す傾向と良い一致を示すが」
131	上 5 行目	「変位置依性」	「変位置依存性」
136	上 <sup>14</sup> <sub>15</sub> 行目	「短形接地面」	「矩形接地面」
139	図 4.3.50	図中の記号説明中に示した「式(2-3-2)」	「式(4.3.37)」
		“ “ 「式(2-3-7)」	「式(4.3.32)」
174	上 3 行目	「190 m (根入れ深さ 220 cm)」	「220 m (根入れ深さ 190 cm)」
182	下 2 行目	「 $\eta = 2$ 」	「 $n = 2$ 」
207	上 6 行目	「支授」	「支援」
207	上15行目	「(当時慶務課長)」	「(当時庶務課長)」